

ARMIRTER BETON.

1916. FEBRUAR.

INHALT

Zum 25jährigen Dienstjubiläum von Generaldirektor Dr.-Ing. E. h. A. Hambloch in Andernach. S. 33.
Der Bau des Talüberganges bei Langwies an der elektrischen Bahn Chur-Arosa. Von Dipl.-Ing. H. Schürch i. Fa. Ed. Züblin & Cie. (Schluß von S. 22). S. 34.
Das städtische Lagerhaus in der Devrientstraße zu Dresden. Von Th. Böhm. S. 41.
Durchlaufende Träger mit ungleichen Stützweiten aber gleichem Steifigkeits-Verhältnis. Zahlenrechtecke und

Tabellen für Einflußlinien und Streckenlasten. Von Dr.-Ing. Dr. sc. nat. Lewe, Leiter der Bauprüfungsstelle in Bromberg. S. 47.

Literaturschau. Bearbeitet von Bauamtmann Dr.-Ing. R. Schober (Dresden). S. 53.

Verschiedene Mitteilungen: Bestimmungen über die Städtische Prüfungsstelle für statische Berechnungen in Bromberg. S. 56.

ZUM 25 JÄHRIGEN DIENSTJUBILÄUM VON GENERALDIREKTOR DR.-ING. E. h. A. HAMBLOCH IN ANDERNACH.

Am 20. d. M. sind 25 Jahre verflossen, seitdem Herr Doctor-Ingenieur Ehrenhalber Anton Hambloch, derzeitiger Generaldirektor der Traßwerke Gebrüder Herfeldt in Andernach, in den Dienst dieser Werke trat und damit eine glänzende Laufbahn begann, in der er nicht nur der gesamten rheinischen Traßindustrie zu neuer Blüte verhelfen und dem Traß die ihm zukommende Stellung in dem Bauschaffen unserer Zeit zuweisen sollte, sondern in der er auch in inniger Fühlungnahme mit der baulichen Praxis und in gründlicher Erforschung ihrer Bedürfnisse unsere wissenschaftliche Kenntnis von den hydraulischen Mörteln, im besonderen den hydraulischen Zuschlägen vertiefen und der Mörteltechnik neue fruchtbare Wege weisen durfte. Im besonderen haben seine wissenschaftlichen Untersuchungen über das Wesen, die Wirkung, die Erhärtung und die zweckentsprechende Verwendung von Traß hohe Bedeutung für das Bauingenieurwesen erlangt und hierin ebenso dem Talsperren- und Wasserbau wie vor allem dem Seebau eine neue ebenso wertvolle wie willkommene Erkenntnis vom Traß als Mörtelbildner erschlossen und vermittelt. Namentlich ist es auch Dr. Hambloch gewesen, der als Erster auf die seitdem hervorragend bewährten Zement-Kalk-Traß-Mörtel mit ihren hohen Festigkeiten und ihrer dauernden Beständigkeit an jeder Verwendungsstelle verwiesen hat. Dabei gehört Dr. Hambloch zu den Forschern, die die Ergebnisse ihrer Untersuchungen der Allgemeinheit mit größter Selbstlosigkeit zur Verfügung stellen. Wie viele Fachkollegen hat er in den zweieinhalb Dezennien seiner arbeitsfrohen Tätigkeit mit bestem Nutzen für sie beraten, wie hat er stets staatliche und städtische Behörden, ebenso wie Genossenschaften mit

seiner reichen Erfahrung und Sachkenntnis erfolgreichst unterstützt, wie viele bedeutsame Gutachten sind aus seinem Andernacher Mörtel-Laboratorium den Fachgenossen zuteil geworden, wie hat er es meisterlich verstanden, in Wort und Schrift aufklärend zu wirken!

Von Geburt aus ein Kind des Rheinlandes und von Natur aus mit dem frohen Mute und der Tatkraft des Rheinländers ausgestattet, hat Dr. Hambloch neben seinen Berufsaufgaben und der Förderung der technischen Wissenschaften aber auch stets Zeit gefunden der größeren Allgemeinheit seine Dienste zu widmen; viele gelehrte Gesellschaften seiner Heimat, der Ausschuß des Deutschen Museums in München, die Leiziger Bauausstellung vom Jahre 1913, und vieles andere mehr sind hierfür beredte Zeugen. Und auch jetzt, da die sonst vom Klange harter Arbeit wiedertönenden Traßgruben im Nettetal fast still liegen, hat er seine glänzende Arbeitskraft der Allgemeinheit seines Vaterlandes zur Verfügung gestellt. Als Kaiserlicher Deligierter der freiwilligen Krankenpflege und stellvertretender Territorial-Deligierter der Rheinprovinz, arbeitet er seit Kriegsbeginn zum Wohle unserer braven Feldgrauen im Felde und der Verwundeten im Heimatgebiet.

Wenn auch in dieser schweren Zeit des Krieges der Ehrentag von Dr. Hambloch nicht in festlicher Weise begangen werden kann, so werden doch an diesem Tage gar viele Seiner und seiner selbstlosen Arbeit und Forschung in herzlicher Anerkennung gedenken und wünschen, daß nach Kriegsende ihm beschieden sein möge, ungeschwächt seine Kräfte — wie bisher — in den Dienst der technischen Wissenschaft zu stellen.

M. F.

DER BAU DES TALÜBERGANGES BEI LANGWIES AN DER ELEKTRISCHEN BAHN CHUR—AROSA.

Von Dipl.-Ing. H. Schürch i. Fa. Ed. Züblin & Cie.

(Schluß von S. 22.)

Die weiteren Beobachtungen bis zur Lüftung des Gerüsts sind in Fig. 80 dargestellt, gleichzeitig die zugehörigen Tagesmaxima und minima der Luftwärme aufgetragen und durch Linienzüge verbunden. Es geht daraus deutlich hervor, wie rasch der Bogen den Änderungen der Luftwärme folgt.

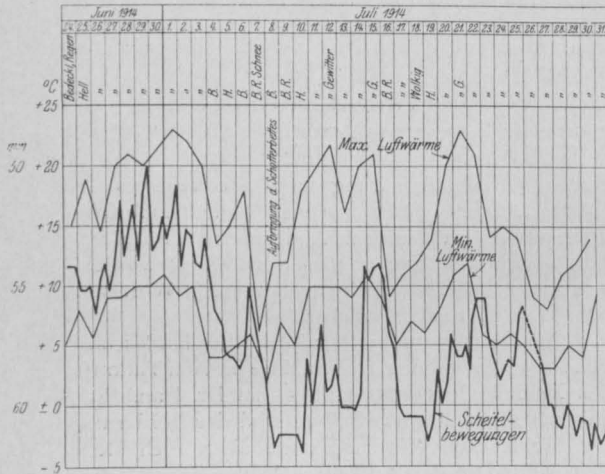


Fig. 79.

Scheitelbewegungen des Bogens nach der Ausrüstung im Vergleich mit der Luftwärme.

Nach Absenkung des Gerüsts (24. Juni 1914) wurde der Bogen täglich 3 mal, morgens, mittags und abends beobachtet und zeigte sich dabei sehr empfindlich, indem nicht nur längere Kälte- und Wärmeperioden sich von Einfluß zeigten, sondern sogar während eines und desselben Tages deutliche Bewegungen festgestellt werden konnten (siehe Fig. 79). Der Bogen war immer am Abend am höchsten, am Morgen am tiefsten, und zwar betrug der Unterschied bis zu 6 mm, was einer täglichen Schwankung der mittleren Bogenwärme von $7,5^{\circ}$ ($10^{\circ} = 7,9138$ mm Scheitelbewegung) entsprechen müßte, während die im Innern des Betons unmittelbar gemessene Wärmeschwankung höchstens 2° betrug. Da jedoch solche großen Unterschiede in der Bogenstellung immer nur an den hellen, sonnigen Tagen des Hochsommers beobachtet wurden, während selbst dann bei trübem oder regnerischem Wetter, trotz der Zunahme der Luftwärme, fast keine Unterschiede zu messen waren, so ist klar, daß die verhältnismäßig große Bogenhebung nur unter

dem Einfluß der stark bestrahlten und erwärmten Oberflächenschichten erfolgte, trotzdem der Bogen im Innern seines Querschnittes verhältnismäßig kühler blieb.

An solchen Tagen stärkerer Bestrahlung konnte schon verhältnismäßig früh im Frühjahr ein deutliches Abheben des Bogens (samt Schalung) vom Gerüst beobachtet werden. Deshalb konnte auch bei der Lüftung des Gerüsts keinerlei Einsenkung gemessen werden.

Sieht man von den durch direkte Bestrahlung hervorgerufenen Extremen ab, so betrug die Hebung des Bogenscheitels von Mitte Februar bis Ende Juni etwa 7–8 mm, was einer Zunahme der mittleren Bogenwärme um $9\text{--}10^{\circ}$ entsprechen würde, wie sie auch tatsächlich gemessen wurde.

IV. Die Abnahme.

1. Die Belastungsprobe.

Am 14. Oktober 1914 fand im Beisein der Vertreter der Aufsichtsbehörde und der Bauleitung die Belastungsprobe der Brücke statt. Als Belastung diente ein Zug nach Fig. 81, bestehend aus einer kleinen dreiachsigen Dampflokomotive von 30 t Dienstgewicht — die Oberleitung für die elektrische Förderung war noch nicht fertiggestellt — und drei beladenen Güterwagen von je 21 t Gesamtgewicht, also eine Gesamtlast von $30 + 3 \cdot 21 = 93$ t. Zur Messung der Einsenkungen der Hauptträger der Nebenöffnungen wurden in der Mitte derselben Marken angebracht und dieselben mittelst Theodolithen beobachtet. Zur Beobachtung der Senkung und der Seitenschwankung des großen Bogens aber diente die feste, bestehende Visiereinrichtung auf der flußabwärtigen Seite, mit welcher schon das Wärmespiel des Bogens gemessen worden war, sowie der zugehörige auf Betonsockel aufgestellte Präzisions-theodolith. Zur Kontrolle wurde aber am Scheitel noch ein dünner Draht befestigt und mit einem am Lehrgerüstmittelfächer angebrachten Griotschen Biegunsmesser verbunden. Endlich wurde auf der flußabwärtigen Bogenrippe 9 m seitlich vom Scheitel gegen Langwies eine Wasserwaage aufgestellt.

Selbst bei ungünstigster Laststellung war an den Instrumenten, mit welchen die Hauptträger der Nebenöffnungen beobachtet wurden, keine Senkung ablesbar, so daß diese also jedenfalls < 1 mm war.

Für die Hauptöffnung wurde der Einfluß des Wanderns der Last festgestellt, indem die Ab-

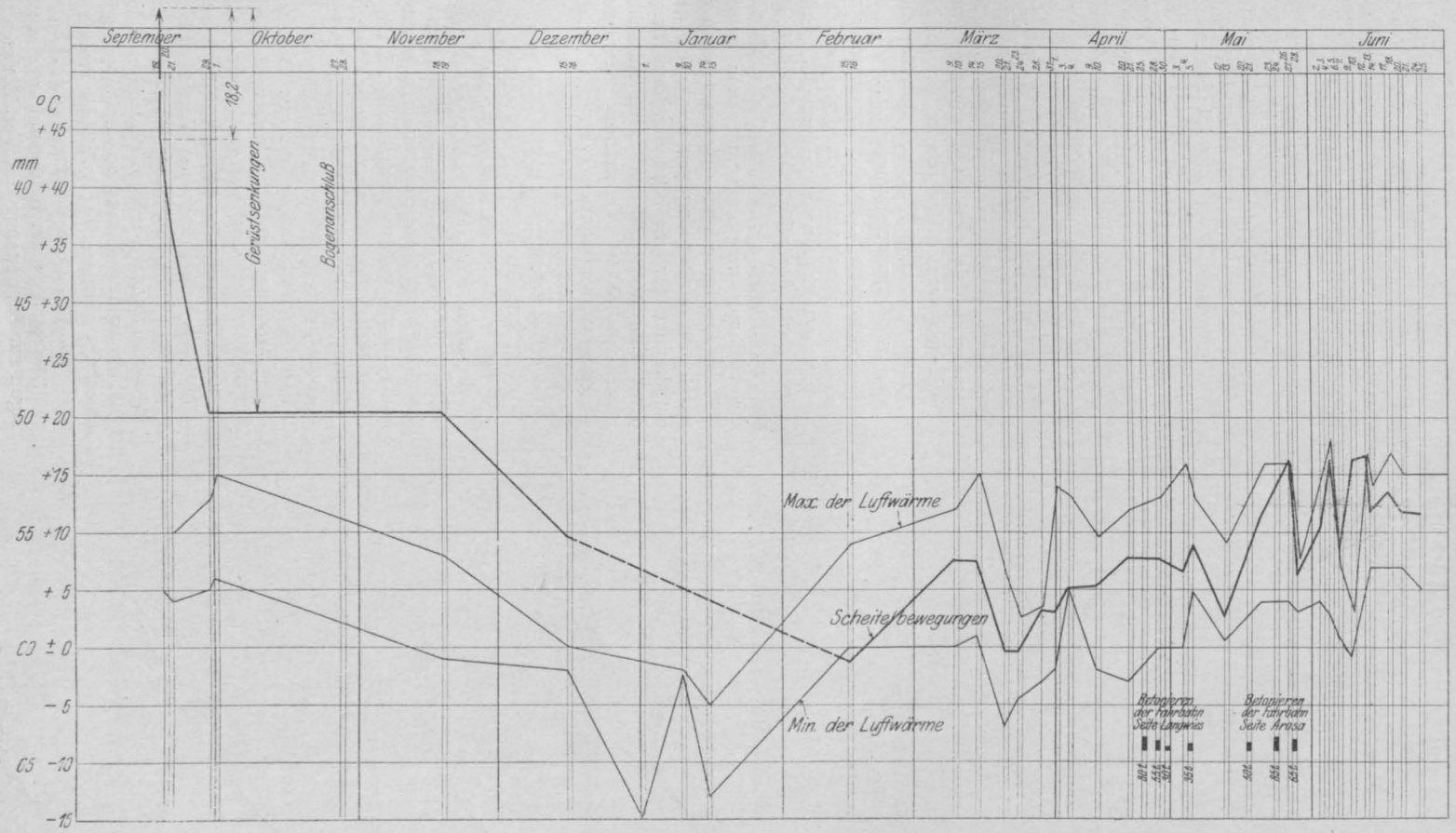


Fig 80.
Scheitelsenkungen des Lehrgerüsts und Scheitelbewegungen des Bogens im Vergleich mit der Luftwärme.

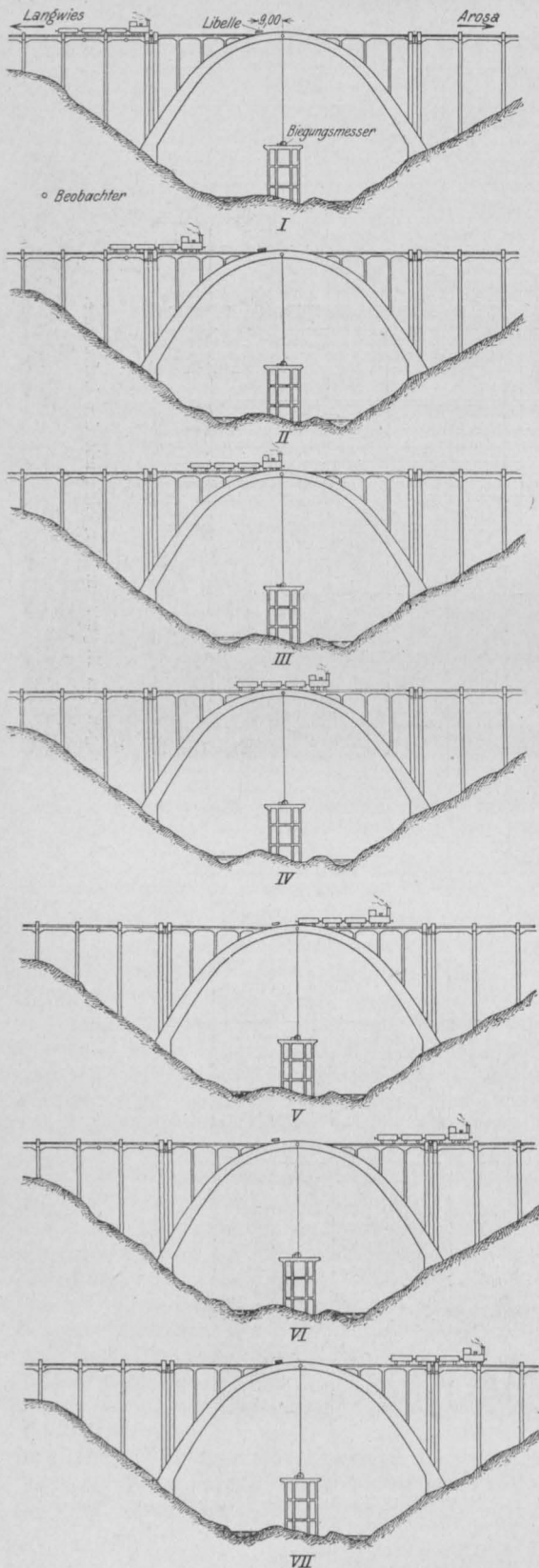


Fig. 81 Belastungsprobe.

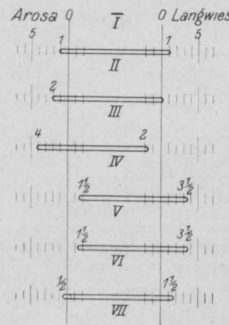


Fig. 81a.

Spiel der Libelle.

lesungen für eine Reihe von Belastungsfällen, gemäß Fig. 81, vorgenommen wurden. Mit den Präzisions-theodoliten ergab sich hierbei eine von 0–2 mm anwachsende und nachher wieder entsprechend abnehmende Senkung, während der Biegunsmesser als größte Senkung 2,15 mm anzeigte. Bemerkenswert war, daß bei der Stellung des Zuges symmetrisch zur Doppelstütze, trotzdem dabei schon eine Belastung der ersten Säule über dem Bogen eintrat, sich noch

keinerlei Scheitelsenkung zeigte. Das elastische Verhalten des Bogens war sehr deutlich wahrnehmbar am Spiel der Libelle, wie die Fig. 81 zeigt.

Hierauf wurden Versuche mit durchgehendem Zug in Langsam- und Schnellfahrt 35–40 km/Std. sowie mit Bremsung gemacht. Am Theodoliten konnte dabei die Scheitelsenkung immer zu 2 bis 2½ mm gemessen werden, dagegen waren keinerlei Seitenschwankungen wahrnehmbar. Bei der Wasserrampe konnte deren Trägheit deutlich festgestellt werden, da sie bei den Schnellfahrten stets noch die Senkung zeigte, wenn schon wieder die Hebung des betreffenden Bogenelementes eingetreten sein mußte; dagegen zeigte sie sich sehr empfindlich für die Wirkung der Bremskraft, deren Eintreten jedesmal einen Ausschlag der Blase von 3–4 Teilstrichen bewirkte. Am Biegunsmesser wurden folgende Scheitelsenkungen gemessen:

Langsamfahrt	2,3 mm,
Schnellfahrt I	2,4 „
II	2,0 „

In allen Fällen gingen die Senkungen vollständig auf 0 zurück, so daß eine bleibende Formänderung nicht verzeichnet werden konnte. Hierzu ist allerdings zu bemerken, daß die Brücke schon seit Anfang September mit Materialzügen befahren worden war, also schon Belastungen erfahren hatte.

Die verhältnismäßig geringe Bogensenkung läßt jedenfalls auf eine außerordentlich hohe Elastizitätsziffer des Verbundkörpers schließen. Bei den Baustoffuntersuchungen wurde schon für den reinen Beton ein hoher Wert des Elastizitätsmoduls ermittelt, und dieser dürfte mit dem Alter des Betons noch erheblich gewachsen sein.

Seitens des Verfassers war ursprünglich beabsichtigt gewesen, bei Anlaß der Probelastung auch unmittelbare Spannungs- bzw. Längenänderungsmessungen am Beton und an den Eiseneinlagen zur Bestimmung des Verhältnisses n vorzu-



Fig. 82.

Belastungsprobe der fertigen Brücke. Beginn des Abbruchs des Lehrgerüsts. Blick talauswärts (gegen Chur).
Aufnahme am 14. Oktober 1914.

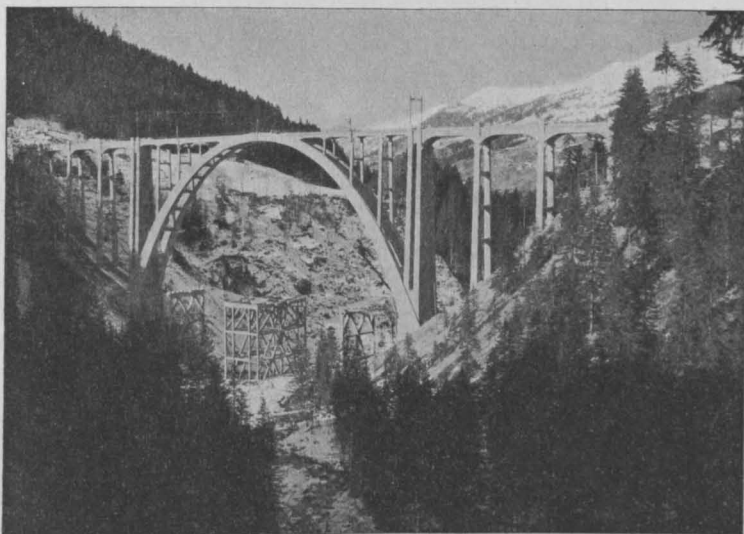


Fig. 83.

Fertiges Bauwerk. Blick auf Langwieser Seite, oberhalb der Brücke, taleinwärts gegen Chur gesehen. Gerüst bis auf die Betontürme beseitigt.

Aufnahme im November 1914.

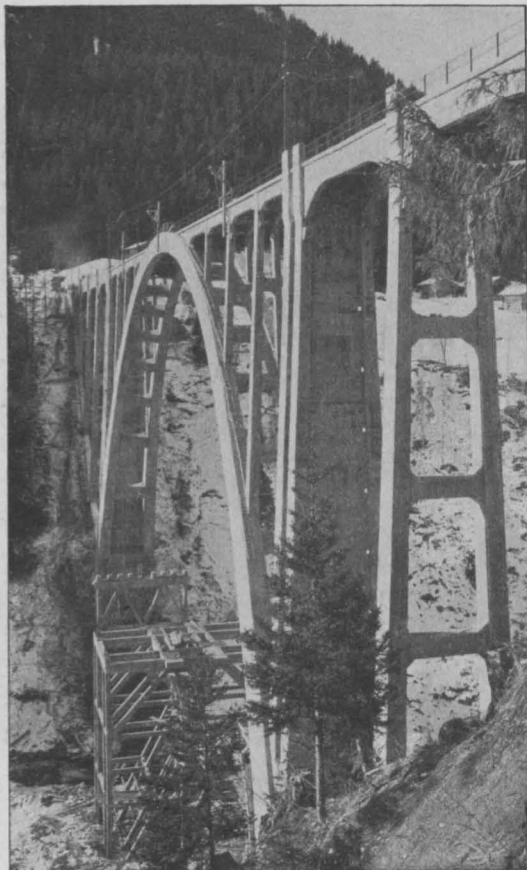


Fig. 84.

Seitenansicht der fertigen Brücke gegen Aroser Seite
gesehen. Dezember 1914.

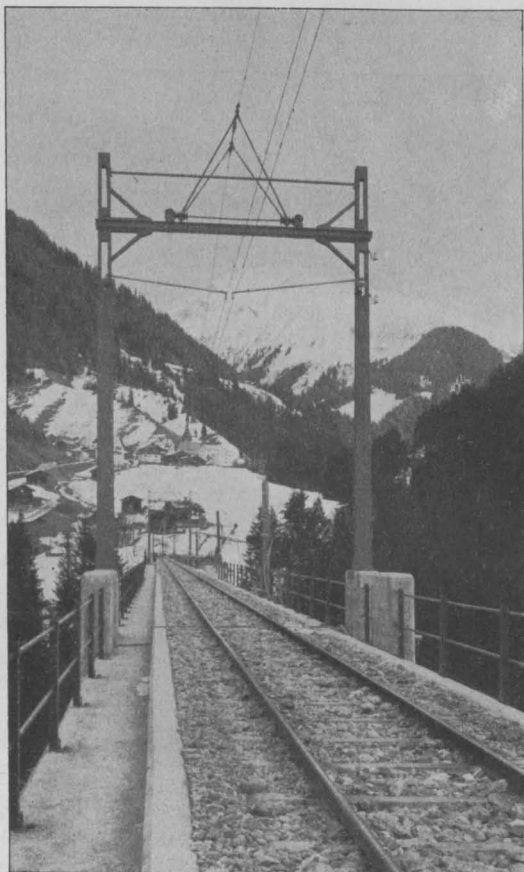


Fig. 85.

Blick über die Brücke von Aroser Seite gegen Lang-
wies. November 1914.

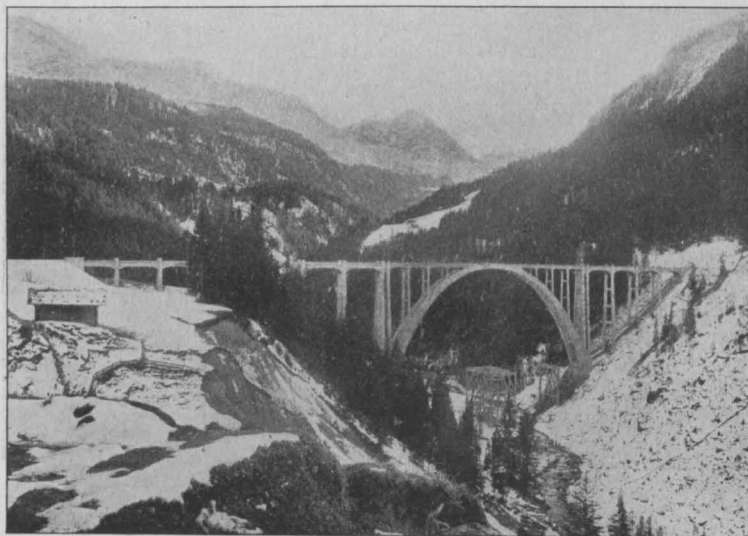


Fig. 86.

Ansicht der Brücke taleinwärts gegen Arosa gesehen. November 1914.

nehmen. Leider aber konnten solche wegen der durch die Zeitumstände eingetretenen Störung und Unterbrechung des Baubetriebes nicht durchgeführt werden.

Das überaus befriedigende Ergebnis der Belastungsprobe führte zur vorbehaltlosen Abnahme des Bauwerks durch die Aufsichtsbehörde.

2. Betriebsaufnahme, Vollendungsarbeiten, Kosten.

Die Betriebseröffnung der Bahn war ursprünglich für den 15. November vorgesehen, verzögerte sich jedoch, weil die elektrische Fahrleitung wegen Fehlens des benötigten Kupfers, das seitens eines der kriegführenden Staaten zurückgehalten wurde, nicht rechtzeitig fertiggestellt werden konnte. Den Dampftrieb mit Lokomotiven der Rhätischen Bahn gestattete jedoch die Aufsichtsbehörde, im Hinblick auf die Gefahren der großen Steigung, nur für die Güter, nicht aber für die Personenbeförderung.

Am 11. Dezember 1914 konnte dann schließlich die neue Bahn mit einer kleinen Feier eingeweiht und am Tage darauf dem öffentlichen Verkehr übergeben werden.

Es sei noch bemerkt, daß die Kriegswirren insofern auch auf den Bau des Langwieser Talüberganges eingewirkt haben, daß infolge derselben im August und September eine Unterbrechung in den Aufräumungs- und Vollendungsarbeiten eintrat, und namentlich der Gerüstabbruch verzögert wurde. Auch nach Wiederaufnahme der Arbeiten war es nicht mehr möglich, die Lehrgerüsttürme aus Eisenbeton vor Eintritt des Winters vollständig zu beseitigen, so daß die Arbeit im kommenden Sommer fertiggestellt werden muß. Die Seitentürme werden übrigens einfach auf die Halden umgelegt und die Fächer zwischen den einzelnen Streben mit Steinen sorgfältig ausgepackt, so daß das Ganze als Vorlandversicherung für die Hauptwiderlager dient. Der

Mittelturm aber wird durch Abstemmen des Betons mit Preßluftwerkzeugen und Durchschneiden der Eiseneinlagen mit dem Sauerstoff-



Fig. 87.

Ansicht der Brücke, talauswärts (gegen Chur) gesehen, z. Z. der Betriebseröffnung, Dezember 1914.



Fig. 88.

Ansicht der Brücke, taleinwärts (gegen Arosa) z. Z. der Betriebseröffnung, Dezember 1914.

brenner in einzelne Balken aufgeteilt, die in Form eines großen Reihenpflasters als Uferversicherung unter der Brücke an den beiden Wildbächen verlegt und unter sich wieder verbunden werden. Diese Art des Abbruchs hat sich als verhältnismäßig billig gezeigt.

Schließlich sei noch bemerkt, daß sich die

Gesamtbaukosten der Brücke, ohne die Haldenverstärkung und ohne Oberbau, aber einschließlich der sämtlichen Räumungsarbeiten, auf etwas über 625 000 Frs. oder rund 500 000 M stellten.

Der Verfasser leitete Entwurfsherstellung und Bauausführung seitens der Unternehmung: der Entwurf entstand, wie schon erwähnt, im besonderen im technischen Bureau Straßburg i. Elsaß



Fig. 89.

Bahnstraße zwischen Grundjetobel und Langwies, im Vordergrund der Grundjetobelviadukt, im Hintergrund der Talübergang bei Langwies. Spätherbst 1914.

V. Schlußbemerkung.

Ein glückliches Geschick hat den Bau vor größeren Unfällen bewahrt, obwohl gerade diese Ausführung an die körperliche Leistungsfähigkeit nicht nur der Arbeiter, sondern auch der beaufsichtigenden Ingenieure außerordentliche Anforderungen stellte. Die Energie und Ausdauer der örtlichen Bauführer, Herren Dipl.-Ing. A. Zwygart und Ing. J. Fleury, überwand jedoch alle Schwierigkeiten, mit Hilfe der wohlwollenden Unterstützung durch die Bauleitung, Herrn Oberingenieur Bener, dem wir den Gedanken zu diesem Bauwerk, die Möglichkeit seiner Durchführung, trotz aller Hemmungen, sowie eine verständnisvolle Förderung des Entwurfs und der Ausführung mit Rat und Tat verdanken.

der Firma Ed. Züblin & Cie. unter der Aufsicht von Herrn Dr.-Ing. K. Arnstein, während die Bauausführung mit ihren teilweise neuartigen Lösungen durch die Niederlassung Basel der Firma und später, nach Auflassung dieser Niederlassung, durch die neugegründete und unabhängige schweizerische Kommandit-Aktien-Gesellschaft Ed. Züblin & Cie. Zürich unter der tatkräftigen Leitung von Herrn Dipl.-Ing. J. Müller besorgt wurde.

An dem kleinen Stationsgebäude von Langwies aber steht der in doppeltem Sinne zu deutende Spruch, der schon die alte Holzbrücke in Schiers, die das Hochwasser 1910 wegriß, geziert hatte:

„Höhen und Tiefen ebnet die Zeit,
Aber sie eilet, versteh' sie und schaff'“.

DAS STÄDTISCHE LAGERHAUS IN DER DEVRIENTSTRASSE ZU DRESDEN.

Von Th. Böhm.

Eine der letzten großen Schöpfungen des um Dresdens bauliche Entwicklung so hochverdienten Stadtbaurats Professor Hans Erlwein, der aus der Fülle seiner Schaffensfreudigkeit durch tödlichen Unfall auf dem westlichen Kriegsschauplatze dahingerafft wurde, ist ein Eisenbetonbau. Um für die gewaltigen Mengen an Rohstoffen, die Dresdens ausgedehnte Gewerbebetriebe bedürfen, namentlich für die Vorräte an Tabak, Baumwolle usw. genügende und feuersichere Lager Räume zu beschaffen, ließ die Stadt ein großes Lagerhaus in der Devrientstraße errichten. Der Bauplatz (Fig. 1) liegt auf dem linken Elbufer, etwa 300 Meter unterhalb des Hofopernhauses unmittelbar neben dem großen Lagerhause des Königl. Hauptzollamts und hat gleich diesem Anschluß an die Eisenbahngleise, die sich an jener Stelle am linken Elbufer befinden. Bis zu einer Tiefe von 4—5 m bestand der Baugrund aus aufgefällten Massen, dann folgte unter einer etwa 40 cm starken Tonschicht tragfähiger Kiesboden. Da die Umfassungsmauern in den 6 unteren Geschossen des Gebäudes aus Eisenbetonpfählern mit Füllmauerwerk bestehen, so verteilt sich, wie aus dem Grundriß (Fig. 2) zu ersehen ist, die ganze Last des Bauwerks und der darin lagernden Waren auf einzelne Punkte. Unter jedem dieser Lastpunkte wurde eine entsprechende Anzahl von Eisenbetonpfählen, zu einer Gruppe vereinigt, eingerammt. Meist sind es 10 Pfähle, die nach Fig. 3 unter den inneren Pfeilern des Gebäudes angeordnet und deren Köpfe durch eine Eisenbetonplatte verbunden sind. Die Pfähle (Fig. 4) wurden als spiralumschnürte Eisenbetonpfähle gebildet und für 40 t Höchstlast berechnet. Pfahlkopf und Pfahlspitze sind durch eine zweite Spirale verstärkt. Die Köpfe greifen 15—20 cm in die sie verbindende 75 cm starke Kopfplatte, die bestimmt ist, die Einzellasten der Gebäudesäulen gleichmäßig auf die einzelnen Pfähle einer Gruppe zu übertragen.

Der Mühlgraben der Weißeritz, der kurz vor seiner Einmündung in die Elbe den Bauplatz des neuen Lagerhauses durchschneidet, verursachte besondere Schwierigkeiten, weil die Richtung seines Laufes in schräger Richtung zu den Gebäudefronten lag. Der Graben mußte daher verlegt und in eine zu den Langseiten des Hauses rechtwinklige Lage gebracht werden (siehe die punktierten Linien in Fig. 1), sodaß er zwischen den Pfahlgruppen hindurch verläuft. Rücksichten auf die durch den Mühlgraben betriebenen Werke erforderten die Herstellung der Grabenverlegung binnen 14 Tagen. Wie Fig. 5 und 6 erkennen lassen, ist der neue Graben unter dem Gebäude

als gewölbter Kanal hergestellt. Das Eisenbetongewölbe stützt sich auf 2 Eisenbetonlängsbalken von 2,6 m Höhe, die zugleich die Wölbwiderlager, die verbindenden Kopfplatten doppelter Pfahlreihen und die Gründung der darüber stehenden Gebäudepfeiler bilden.

Zur Sicherung des Kellergeschosses gegen aufsteigende Erdfeuchtigkeit und etwa eintretendes Elbhochwasser ist über einer jene Pfahlkopfplatten verbindenden 15 cm starken Betonschicht eine doppelte Asphaltisolierung eingelegt und in den Umfassungsmauern bis zur Oberfläche des Geländes in die Höhe geführt. In der so hergestellten wasserdichten Wanne ist das Gebäude

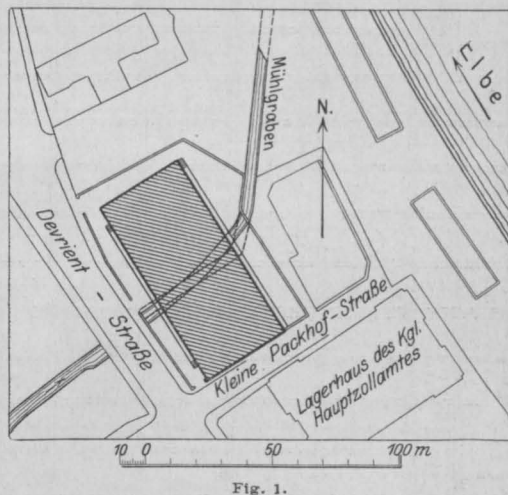


Fig. 1.

errichtet, das in seinen äußeren Abmessungen 76 m lang, 36 m breit, über dem Kellergeschoß ein Erdgeschoß, 8 Obergeschosse und einen Lager Raum im hohen Dachgeschoß enthält. Säulen und Trägereinteilung sind aus dem Grundriß ersichtlich. Die Decke über dem Kellergeschoß wurde für 2000 kg/qm berechnet, alle anderen Decken für 1200 kg/qm. Das Gebäude ist seiner Länge nach durch eine Dehnungsfuge in 2 Teile geteilt die durch die Mitte einer Säulenstellung verläuft, sodaß dort 2 Halbsäulen und 2 halbe Unterzüge nebeneinanderliegen. Die Trennungsschicht bildet eine einfache Papierlage. Die über der Isolierschicht beginnende Dehnungsfuge ist in den Wand- und Fußbodenflächen durch Eisenschienen nach Fig. 7 verdeckt.

Decken und Säulen des Gebäudes sind nach den allgemein üblichen Grundsätzen berechnet. Die Querschnitte der Säulen konnten durch Anwendung von Spiralumschnürung auf ein Mindest-

der Säulen und Decken der Bau keine besondern Neuheiten aufweist, so ist dies um so mehr der Fall bei den baulichen Anordnungen, die durch Rücksichten auf die vom Architekten gewollte äußere Erscheinung notwendig wurden. Statt der Einförmigkeit eines viereckigen Kastens, die ja leider das Gepräge so vieler Eisenbeton-Hoch-

Die Anordnung von über Hohlräumen stehenden Außenmauern solcher Abmessung würde bei den früher üblichen Bauweisen nur durch umständliche und gekünstelte, im Innern des Gebäudes in unerwünschte Erscheinung tretende Tragwerke möglich gewesen sein. Gerade der letzterwähnte Punkt sollte vermieden werden. Nur im Eisen-

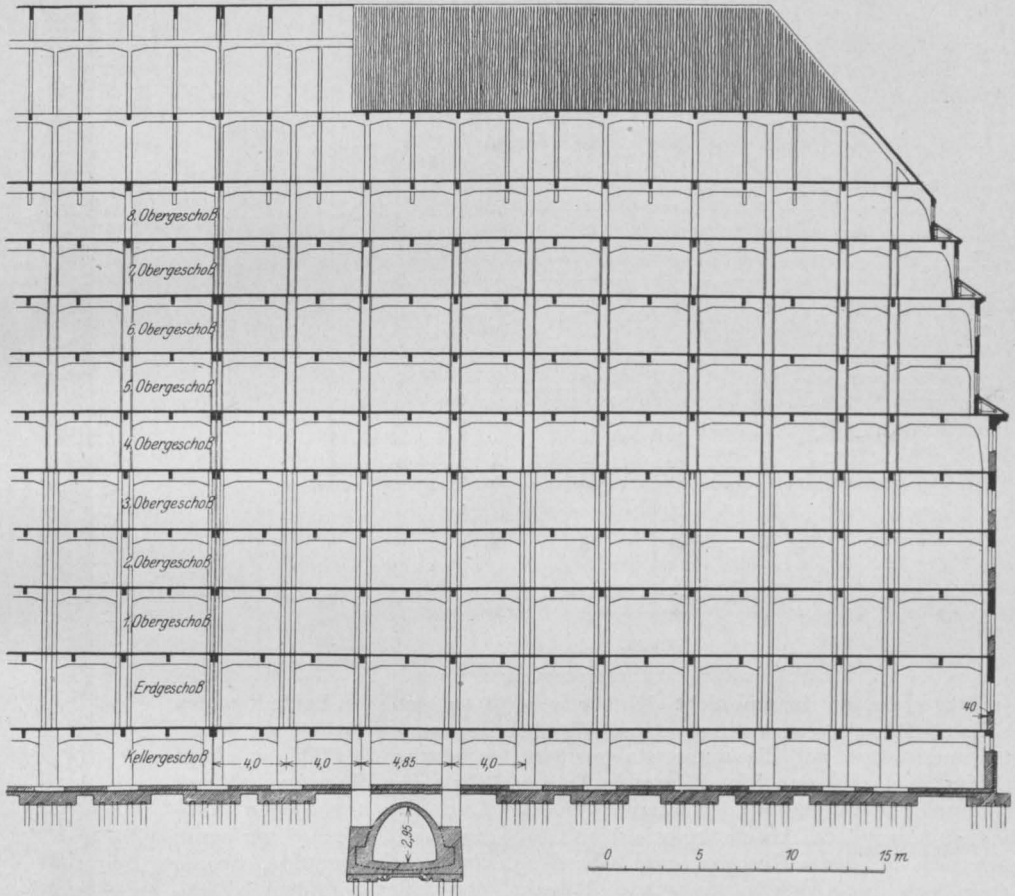


Fig. 5.

bauten bildet, wollte er einen durch reichere Gliederung belebten Baukörper schaffen. Indem er hierfür nur solche Mittel wählte, die dem Baustoff, hier also der Eisenbeton-Bauweise gemäß sind, wirkte er geradezu vorbildlich und im besten Sinne stilbildend. Vom 5. Obergeschoß an sind Teile der Umfassungsmauern gegen die Fluchtlinien der Untergeschosse zurückgesetzt, und zwar die des 5. und 6. Obergeschosses um 0,85 m, die des 7. um weitere 1,20 m, die des 8. um weitere 1,38 m. — Die dazwischen liegenden Teile der Mauern bilden, in der Flucht der Untergeschosse senkrecht hochgeführt, die Stirnwände von Giebelvorbauten, deren 4 an jeder Langseite des Hauses, je einer an den Schmalseiten liegen (siehe das Schaubild Fig. 10 und den Querschnitt Fig. 11).

betonbau ist dies erreichbar. Die zurücktretenden Teile der Außenmauern sind als Eisenbetonwände, und in ihrem unteren Teile als Tragwerke gestaltet und finden ihre Auflager auf den Seitenwänden der Giebelvorbauten.

Aus Fig. 12 ist ersichtlich, wie die Last der zurückgesetzten Obergeschoßwände und der darüber liegenden Decken im Innern der Seitenmauern der Vorbauten durch Schrägstreben auf einen Punkt hin abgestützt ist, der über den Pfeilern der unteren Frontwände liegt. In den Decken über dem 4. und 6. Obergeschoß sind quer durch das ganze Gebäude reichende Zuganker eingelegt, die den Schub jener Streben aufzunehmen haben. Eine besondere Ausbildung war an den 4 Ecken des Gebäudes erforderlich

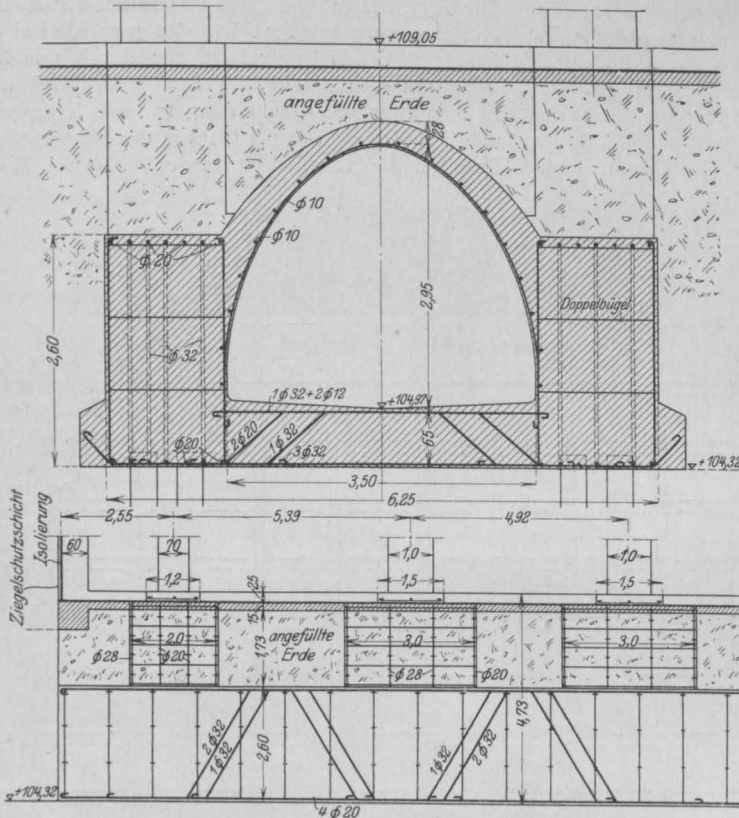


Fig. 6.

da die Tragwerke im Innern nicht sichtbar werden sollten. Die oberen zurückgesetzten Wände wurden unmittelbar auf die unteren abgestützt, wobei der in der oberen Wand liegende Träger am Ende eine der Neigung des vorspringenden Daches entsprechende Abschrägung erhielt. So ergaben sich in jedem Geschoss zwei nahe dem Auflager sich rechtwinklig kreuzende Träger, deren Ausbildung aus dem Querschnitt der Fig. 13 zu erkennen ist. Nur über dem 4. Obergeschoß wurde wegen der dort zu bedeutenden Schubspannungen noch ein weiterer im Grundriß unter 45° geneigter Träger notwendig, wie Fig. 13 in der linken unteren Ecke zeigt.

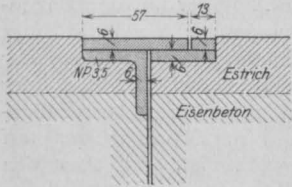


Fig. 7.

Am 1. April 1913 wurde mit den Ausschachtungen und zugleich mit der auf der Baustelle erfolgten Herstellung der Eisenbetonpfähle begonnen. Das Einrammen besorgten 2 Dampf-

rammen von 2,8 und 4,0 t Bärge-
wicht bei 0,6 und 0,4 m Hubhöhe. Beide Rammen zusammen schlugen durchschnittlich 30 Pfähle an einem Tage ein. Wo wegen höherer Lage des tragfähigen Kiesbodens eine geringere Rammtiefe genügte, wurde der Beton der Pfahlköpfe mit Druckluftmeißeln abgeschnitten und die Bewehrung der Pfähle in die Kopfplatten einbetoniert. Die Preßlufteinrichtung diente auch zum Betrieb von Druckluft-Betonstampfern, die bei den Pfahlkopfplatten der Kellersohle und den Umfassungswänden verwendet sind. Für die übrigen Eisenbetonteile ist mit Rücksicht auf die starke Eisenbewehrung plastischer Beton verwendet, sodaß ein Stampfen mit Preßluftstampfern nicht in Frage kam.

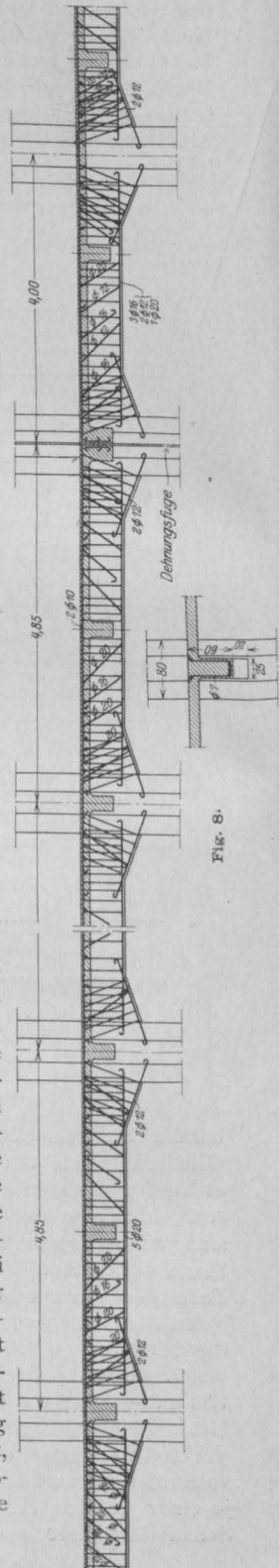


Fig. 8.



Fig. 9.



Fig. 10.

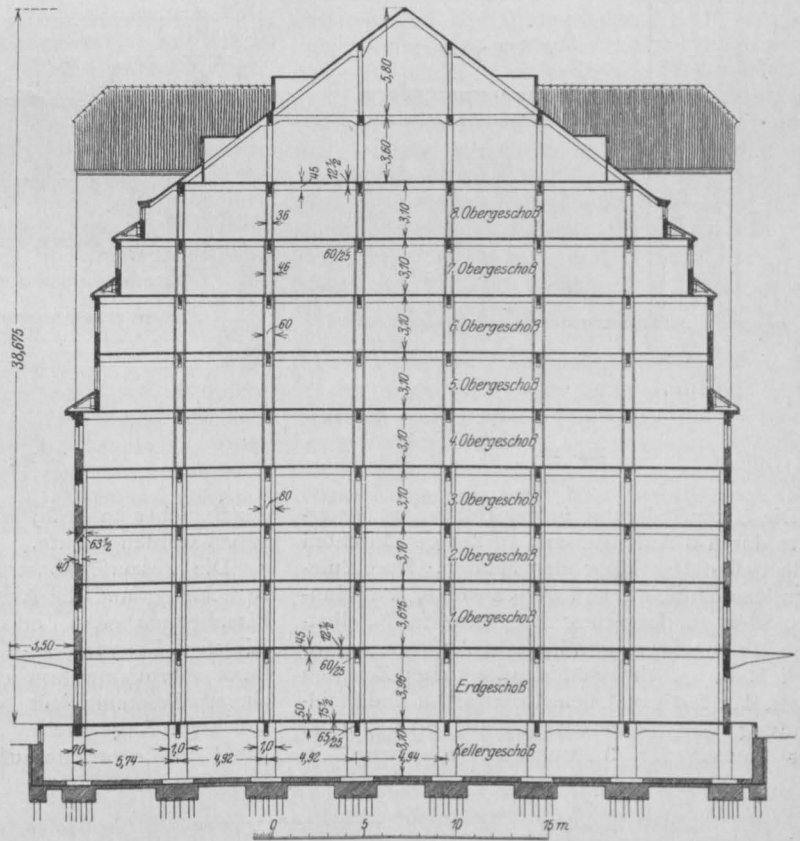


Fig. 11.

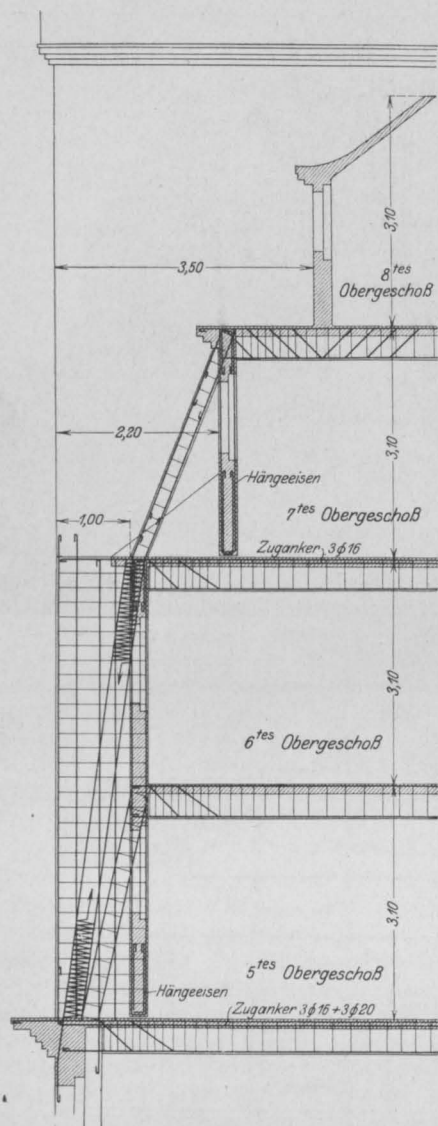


Fig. 12.

Die Betonförderung in der Höhenrichtung erfolgte durch 3 Aufzüge, mit an der gewünschten Stelle selbsttätig kippenden Mulden. Durch umfangreiche Einrichtungen der Baustelle, Anschlußgleis, Silos für Lagerung der Baustoffe, 3 selbsttätige und mehrere gewöhnliche Aufzüge war es möglich, in verhältnismäßig sehr kurzer Zeit den ganzen Bau fertigzustellen. Erdarbeiten und Pfahlgründung nebst Grabenverlegung erfolgten in einer Bauzeit von 3 Monaten. Denselben Zeit-

raum beanspruchte die Ausführung des gesamten Hochbaues, d. h. die Herstellung der 10 Decken und des Daches. Durchschnittlich wurde in einer Woche eine Decke von etwa 2500 qm fertiggestellt, einschließlich der sie stützenden Säulen und Umfassungswände. Zusammen sind 27 000 qm Decken und etwa 9000 qm Monierwände ausgeführt. Etwa 15 000 cbm Beton und 120 Waggons Eisen waren erforderlich.

Die Ausbauarbeiten, die entsprechend dem Verlegen der Licht- und Kabelleitungen vorzunehmen waren, wurden im Winter erledigt, sodaß

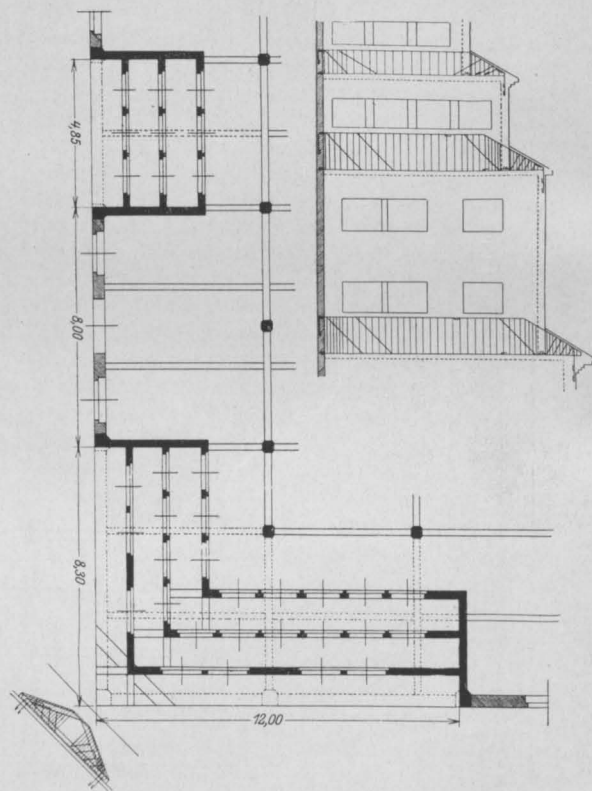


Fig. 13.

der Speicher im Frühjahr 1914 dem Betrieb übergeben werden konnte.

Die gesamte konstruktive Durchbildung, die Berechnung und die Ausführung der Beton- und Eisenbetonarbeiten erfolgte durch die Firma Wayß u. Freytag A.-G. in Dresden. Bei einer Baukostensumme von etwa 1 700 000 Mark und einem Gesamtinhalt der geschaffenen rund 20 000 qm Lagerflächen stellten sich die Kosten von 1 qm Lagerraum auf 85 Mark.

DURCHLAUFENDE TRÄGER MIT UNGLEICHEN STÜTZWEITEN ABER GLEICHEM STEIFIGKEITS-VERHÄLTNIS: $\frac{1}{J}$. ZAHLENRECHTECKE UND TABELLEN FÜR EINFLUSSLINIEN UND STRECKENLASTEN.

Von Dr.-Ing. Dr. sc. nat. Lewe,
Leiter der Bauprüfungsstelle in Bromberg.

Einwandfreie Berechnungen durchlaufender Träger sind zuerst um die Mitte des vorigen Jahrhunderts aufgestellt worden. Der berühmte, fälschlich Clapeyron zugeschriebene Dreimomentensatz wurde im Jahre 1855 von Bertot, erst im Jahre 1857 von Clapeyron aufgestellt. Weiter haben sich Köpcke und Mohr, in den siebziger Jahren Cullmann und dessen Schüler Ritter mit diesen Trägern beschäftigt. Die erste tabellenmäßige Behandlung durchlaufender Träger gab Winkler, indem er in den sogenannten Winklerschen Zahlen für durchlaufende Träger bis zu 5 Stützpunkten die maximalen und minimalen Momente und Querkräfte bei Feldbelastung und unter Berücksichtigung gleicher Feldweiten angab. Neuere Tabellenwerke von Lederer¹⁾ und Griot²⁾ für die Einflußlinien der Biegemomente setzen ebenfalls einen Trägerquerschnitt mit überall gleichem Trägheitsmoment voraus.

Diese Annahme des Vorhandenseins eines überall gleichen Trägheitsmoments ist nur durch die Überlieferung aus den Zeiten gerechtfertigt, in denen als hauptsächliches Baumaterial hölzerne Balken und später eiserne Walzträger verwendet wurden. Mit dem Auftreten des Eisenbetonbaues und der Verwendung von Blechträgern auch im Hochbau zwang der sich mehr und mehr verschärfende Wettbewerb, die Querschnitte der Träger in den einzelnen Öffnungen verschieden, entsprechend den einzelnen Stützweiten zu wählen. Im Brückenbau ist eine solche Verschiedenheit in der Wahl der Trägerhöhen von jeher üblich gewesen.

Die weite Verbreitung der vorbenannten Werke von Griot und Lederer, die zudem nur wenige Stützweitenverhältnisse betreffen, sowie der allgemein übliche Gebrauch des bekannten, ebenfalls gleichen Trägerquerschnitt voraussetzenden graphischen Verfahrens, findet weder in der Theorie noch auch in Vorzügen der leichteren Anwendbarkeit seine Berechtigung. Bei leichter Konstruktion und schwerer einzelner Verkehrslast wird das Widerstandsmoment proportional der Stützweite, bei dem Überwiegen gleichmäßig verteilter Lasten proportional dem Quadrate der Stützweite sein. Wählt man einen Träger überall

gleicher Höhe, so ist im ersteren Falle das Widerstandsmoment, wenn l die Stützweite, h die Höhe und σ die Beanspruchung des Trägers:

$$W = f \cdot h^2 = \frac{M}{\sigma} = \frac{1}{\sigma},$$

$$f = \frac{1}{\sigma \cdot h^2},$$

$$J = f \cdot h^3 = \frac{1 \cdot h}{\sigma}.$$

Das Trägheitsmoment wird in diesem Falle also proportional der Stützweite. Im zweiten Falle würde man Proportionalität mit dem Quadrate der Stützweite erhalten. Zu demselben Resultate kommt man, wenn man einen Balken mit rechteckigem Querschnitt zugrunde legt, dessen Höhe h konstant, die Breite b aber variabel entsprechend den Beanspruchungen in den einzelnen Öffnungen sein soll. Untersucht man den Gegenfall eines Balkens, dessen Breite konstant und dessen Höhe in den einzelnen Öffnungen wechseln darf, so würde man bei einer Einzellast und leichter Konstruktion Proportionalität des Trägheitsmomentes mit der Wurzel aus der dritten Potenz, im Falle des Vorliegens der gleichmäßig verteilten Lasten Proportionalität des Trägheitsmomentes mit der dritten Potenz der Stützweite erhalten. Architektonische Gründe, die Berücksichtigung der Querkräfte und der negativen Momente in den kleineren Öffnungen führen dazu, daß bei praktischen Ausführungen in der Regel der Querschnitt des Trägers nur innerhalb der größten Öffnungen aufs äußerste bemessen wird, daß in den kleineren Öffnungen das Material gewöhnlich nicht bis zur zulässigen Grenze ausgenützt ist. Diese Ausführungen beweisen, daß bei der Berechnung durchlaufender Träger mit ungleichen Stützweiten die Annahme eines Trägheitsmomentes, das von Öffnung zu Öffnung proportional der Stützweite wechselt, eine bessere Annäherung an die wirklich vorliegenden Verhältnisse darstellt, als die Annahme eines gleichen Trägheitsmomentes. Daß diese Annahme auch zu einer leichteren und einfacheren Darstellung der Einflußwerte der statisch Unbestimmten führt, zeigen die folgenden wenigen Zahlenwerte für Träger bis zu acht oder beliebig vielen verschieden weiten Öffnungen, die genügen, um sofort die Größe eines statisch unbestimmten

¹⁾ Dr. Lederer, Analytische Ermittlung von Einflußlinien, 1908.

²⁾ Griot, Tabellen zum Auftragen der Einflußlinien. Zürich 1904.

I. Zahlenrechtecke

für durchlaufende Träger gleichen Steifigkeitsverhältnisses.

$$\frac{1}{1} = -0,25000, -0,26667, -0,26786, -0,26794, -0,26794, \text{ und so fort.}$$

0	1	2	
1	0,25000		2 Öffnungen

0	1	2	3	
	- 0,25000			
1	0,26667	- 0,06667		3 Öffnungen
2	- 0,06667	0,26667		

0	1	2	3	4	
	- 0,26667	- 0,25000			
1	0,26786	- 0,07143	0,01786		4 Öffnungen
2	- 0,07143	0,28570	- 0,07143		
3	0,01786	- 0,07143	0,26786		

0	1	2	3	4	5	
	- 0,26786	- 0,26667	- 0,25000			
1	0,26794	- 0,07177	0,01914	- 0,00479		5 Öffnungen
2	- 0,07177	0,28708	- 0,07656	0,01914		
3	0,01914	- 0,07656	0,28708	- 0,07177		
4	- 0,00479	0,01914	- 0,07177	0,26794		

0	1	2	3	4	5	6	
	- 0,26797	- 0,26786	- 0,26667	- 0,25000			
1	0,26794	- 0,07179	0,01923	- 0,00513	0,00128		6 Öffnungen
2	- 0,07179	0,28717	- 0,07692	0,02051	- 0,00513		
3	0,01923	- 0,07692	0,28845	- 0,07692	0,01923		
4	- 0,00513	0,02051	- 0,07692	0,28717	- 0,07179		
5	0,00128	- 0,00513	0,01923	- 0,07179	0,26794		

0	1	2	3	4	5	6	7	
	- 0,26794	- 0,26794	- 0,26786	- 0,26667	- 0,25000			
1	0,26794	- 0,07179	0,01924	- 0,00515	0,00137	- 0,00034		7 Öffnungen
2	- 0,07179	0,28717	- 0,07694	0,02061	- 0,00550	0,00137		
3	0,01924	- 0,07694	0,28854	- 0,07729	0,02061	- 0,00515		
4	- 0,00515	0,02061	- 0,07729	0,28854	- 0,07694	0,01924		
5	0,00137	- 0,00550	0,02061	- 0,07694	0,28717	- 0,07179		
6	- 0,00034	0,00137	- 0,00515	0,01924	- 0,07179	0,26794		

0	1	2	3	4	5	6	7	8	
	- 0,26794	- 0,26794	- 0,26794	- 0,26786	- 0,26667	- 0,25000			
1	0,26794	- 0,07179	0,01924	- 0,00515	0,00138	- 0,00037	0,00009		8 Öffnungen
2	- 0,07179	0,28717	- 0,07694	0,02062	- 0,00552	0,00147	- 0,00037		
3	0,01924	- 0,07694	0,28854	- 0,07731	0,02071	- 0,00552	0,00138		
4	- 0,00515	0,02062	- 0,07731	0,28854	- 0,07731	0,02062	- 0,00515		
5	0,00138	- 0,00552	0,02071	- 0,07731	0,28854	- 0,07694	0,01924		
6	- 0,00037	0,00147	- 0,00552	0,02062	- 0,07694	0,28717	- 0,07179		
7	0,00009	- 0,00037	0,00138	- 0,00515	0,01924	- 0,07179	0,26794		
	- 0,25000	- 0,26667	- 0,26786	- 0,26794	- 0,26794	- 0,26794			

II. Einflußlinien der statisch unbestimmten Stützmente.

$-\frac{1}{i}$	$\xi =$ 0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,0	0,0	0,171	0,288	0,357	0,384	0,375	0,336	0,273	0,192	0,099	0,0
0,25	0,0	0,14625	0,24000	0,28875	0,30000	0,28125	0,24000	0,18375	0,12000	0,05625	0,0
0,26667	0,0	0,14460	0,23680	0,28420	0,29440	0,27500	0,23360	0,17780	0,11520	0,05340	0,0
0,26786	0,0	0,14448	0,23657	0,28387	0,29400	0,27455	0,23314	0,17737	0,11486	0,05320	0,0
0,26794	0,0	0,14447	0,23656	0,28385	0,29397	0,27452	0,23311	0,17735	0,11483	0,05318	0,0

Stützmentes infolge einer Einzelkraft, einer streckenmäßig oder gleichmäßig über das ganze Feld verteilten Last anzugeben.

Anwendung der Tabellen.

Die drei Tabellen I, II und III geben für jegliche Art der Belastung irgend eines durchlaufenden Trägers unmittelbar die Stützmente X_1, X_2, X_3 usw. an. Nach Ermittlung dieser Werte können dann alle übrigen Momente, Quer- und Auflagerkräfte, wie beim Träger auf 2 Stützen, berechnet werden.

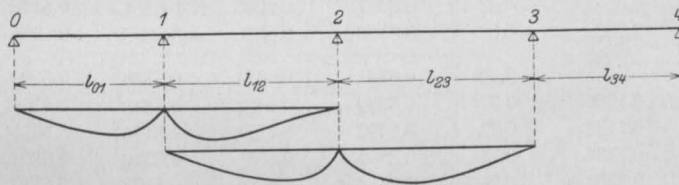


Fig. 1.

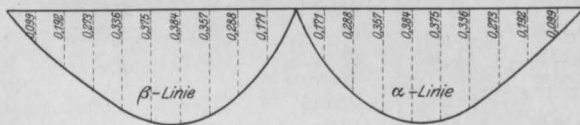


Fig. 2.

Die Fig. 1 veranschaulicht die von der üblichen abweichende Bezeichnungsweise. Die einzelnen Stützen sind mit arabischen Ziffern mit 0 beginnend bezeichnet; die Öffnungen werden durch 2 Zahlen entsprechend den benachbarten Stützen angegeben. Die Indices der Bezeichnungen der statisch unbestimmten Stützmente X_1, X_2, X_3 usw. weisen auf die zugehörigen Stützen hin; ebenso bezeichnen l_{01}, l_{12}, l_{23} usw. die Stützweiten. Sind J_{01}, J_{12}, J_{23} usw. die in den einzelnen Öffnungen als unveränderlich angenommenen Trägheitsmomente des Trägers, so lautet die in der Überschrift angedeutete Voraussetzung gleichen Steifigkeitsverhältnisses:

$$\frac{J_{01}}{J_{01}} = \frac{J_{12}}{J_{12}} = \frac{J_{23}}{J_{23}} = \dots = \text{const.}$$

Die Tabelle II gibt in Verbindung mit den Zahlenrechten I direkt die Einflußlinien der

statisch unbestimmten Stützmente an. Eine solche Einflußlinie setzt sich nach dem bekannten Werke von Müller-Breslau¹⁾ aus zwei einander symmetrischen Parabelkurven

$$\omega_D \text{ und } \omega'_D$$

linear zusammen. Das Nähere darüber ist aus der neuesten Auflage der Hütte des Bauingenieurs S. 130 bis 132 zu ersehen. Die Art der Zusammensetzung geht aus der Fig. 1, die Art der Kurve ω aus der Fig 2 mit eingetragenen

Ordinatenwerten hervor. Der Abkürzung halber ist die ω'_D -Kurve mit α -Linie, die ω_D -Kurve mit β -Linie bezeichnet. Die erste Reihe der Tabelle II gibt ebenfalls die Ordinaten der α -Linie an.

In den Zahlenrechten I bedeuten die oberhalb angeschriebenen Zahlen 0, 1, 2 usw. die Stützen, zwei nebeneinander stehende Zahlen also eine Öffnung, z. B. 2 und 3 die Öffnung l_{23} . Die Einflußlinie irgend eines Stützments, z. B. desjenigen über der Stütze 2, d. i. X_2 für eine Öffnung, z. B. l_{23} des Trägers über 4 Öffnungen, erhält man, wenn man die beiden Zahlen in der

der Stütze entsprechenden Horizontalreihe, die unter den Zahlen der betreffenden Öffnungen stehen, mit den Kurvenzahlen α und β je multipliziert, addiert und die Summe mit der Stützweite multipliziert. In dem gewählten Beispiel hat die Einflußlinie die Form:

$$X_2 = -(0,28570\alpha - 0,07143\beta)l_{23} \dots (1)$$

Die Zahlenrechte I zeigen Symmetrie zu der fettgedruckten von links oben nach rechts unten gehenden Diagonale, die deshalb fürderhin Hauptdiagonale heißen soll. Die Hauptdiagonale enthält die größten Zahlenwerte, rechts derselben verkleinern sich die Zahlen im Verhältnis der oberhalb zwischen den Spalten angeschriebenen $\frac{1}{i}$ -Werte, links im Verhältnis der unterhalb des

¹⁾ Müller-Breslau, Graphische Statik der Baukonstruktionen II. Bd., 1. Abt., S. 402, Formel 42 u. 43.

III. Einflußwerte für Streckenlasten.

ξ	$-\frac{1}{i} = 0,0$	0,25	0,2667	0,2679
0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
0,01	0,0004	0,0004	0,0003	0,0003
0,02	0,0016	0,0014	0,0014	0,0014
0,03	0,0035	0,0031	0,0030	0,0030
0,04	0,0062	0,0054	0,0053	0,0053
0,05	0,0095	0,0083	0,0082	0,0082
0,06	0,0135	0,0117	0,0116	0,0116
0,07	0,0183	0,0159	0,0157	0,0157
0,08	0,0236	0,0204	0,0202	0,0202
0,09	0,0295	0,0255	0,0252	0,0252
0,10	0,0361	0,0311	0,0308	0,0308
0,11	0,0432	0,0372	0,0368	0,0367
0,12	0,0509	0,0438	0,0433	0,0432
0,13	0,0591	0,0507	0,0502	0,0501
0,14	0,0678	0,0581	0,0575	0,0574
0,15	0,0770	0,0659	0,0651	0,0651
0,16	0,0867	0,0728	0,0719	0,0718
0,17	0,0968	0,0826	0,0816	0,0815
0,18	0,1073	0,0914	0,0903	0,0902
0,19	0,1183	0,1001	0,0994	0,0993
0,20	0,1296	0,1100	0,1087	0,1086
0,21	0,1413	0,1197	0,1183	0,1182
0,22	0,1534	0,1298	0,1282	0,1281
0,23	0,1657	0,1400	0,1382	0,1381
0,24	0,1784	0,1504	0,1486	0,1484
0,25	0,1914	0,1611	0,1591	0,1590
0,26	0,2047	0,1721	0,1699	0,1697
0,27	0,2182	0,1831	0,1807	0,1806
0,28	0,2319	0,1942	0,1917	0,1915
0,29	0,2459	0,2056	0,2029	0,2027
0,30	0,2601	0,2174	0,2145	0,2143
0,31	0,2745	0,2288	0,2257	0,2255
0,32	0,2890	0,2404	0,2372	0,2369
0,33	0,3037	0,2522	0,2488	0,2485
0,34	0,3185	0,2641	0,2604	0,2602
0,35	0,3335	0,2760	0,2722	0,2719
0,36	0,3486	0,2880	0,2840	0,2837
0,37	0,3637	0,2999	0,2957	0,2954
0,38	0,3790	0,3120	0,3076	0,3072
0,39	0,3943	0,3240	0,3193	0,3190
0,40	0,4096	0,3360	0,3311	0,3307
0,41	0,4250	0,3480	0,3429	0,3425
0,42	0,4404	0,3600	0,3546	0,3542
0,43	0,4558	0,3719	0,3663	0,3659
0,44	0,4711	0,3837	0,3778	0,3774
0,45	0,4865	0,3955	0,3894	0,3890
0,46	0,5018	0,4072	0,4009	0,4004
0,47	0,5171	0,4189	0,4123	0,4118
0,48	0,5323	0,4304	0,4236	0,4231
0,49	0,5475	0,4419	0,4348	0,4343

ξ	$-\frac{1}{i} = 0,0$	0,25	0,2667	0,2679
0,50	0,5625	0,4531	0,4458	0,4453
0,51	0,5774	0,4643	0,4567	0,4562
0,52	0,5923	0,4754	0,4676	0,4670
0,53	0,6070	0,4863	0,4782	0,4776
0,54	0,6216	0,4971	0,4887	0,4881
0,55	0,6360	0,5076	0,4990	0,4984
0,56	0,6503	0,5181	0,5092	0,5086
0,57	0,6644	0,5284	0,5193	0,5186
0,58	0,6783	0,5384	0,5291	0,5284
0,59	0,6921	0,5484	0,5387	0,5381
0,60	0,7056	0,5580	0,5481	0,5474
0,61	0,7189	0,5675	0,5574	0,5566
0,62	0,7321	0,5769	0,5665	0,5657
0,63	0,7449	0,5858	0,5752	0,5744
0,64	0,7576	0,5950	0,5839	0,5831
0,65	0,7700	0,6034	0,5922	0,5914
0,66	0,7822	0,6118	0,6004	0,5996
0,67	0,7941	0,6200	0,6084	0,6076
0,68	0,8057	0,6280	0,6161	0,6152
0,69	0,8170	0,6356	0,6235	0,6226
0,70	0,8281	0,6431	0,6308	0,6299
0,71	0,8389	0,6504	0,6378	0,6369
0,72	0,8493	0,6573	0,6444	0,6435
0,73	0,8595	0,6641	0,6510	0,6501
0,74	0,8694	0,6706	0,6573	0,6563
0,75	0,8789	0,6768	0,6632	0,6623
0,76	0,8881	0,6827	0,6690	0,6680
0,77	0,8970	0,6884	0,6745	0,6735
0,78	0,9055	0,6939	0,6797	0,6787
0,79	0,9137	0,6990	0,6847	0,6837
0,80	0,9216	0,7040	0,6895	0,6884
0,81	0,9291	0,7087	0,6940	0,6929
0,82	0,9362	0,7130	0,6981	0,6970
0,83	0,9430	0,7172	0,7021	0,7010
0,84	0,9445	0,7162	0,7009	0,6998
0,85	0,9555	0,7248	0,7093	0,7082
0,86	0,9612	0,7282	0,7126	0,7115
0,87	0,9665	0,7313	0,7156	0,7144
0,88	0,9714	0,7341	0,7183	0,7171
0,89	0,9759	0,7367	0,7207	0,7196
0,90	0,9801	0,7391	0,7230	0,7219
0,91	0,9839	0,7413	0,7251	0,7239
0,92	0,9872	0,7431	0,7268	0,7256
0,93	0,9902	0,7448	0,7284	0,7272
0,94	0,9928	0,7462	0,7297	0,7285
0,95	0,9950	0,7474	0,7308	0,7296
0,96	0,9968	0,7484	0,7318	0,7306
0,97	0,9982	0,7491	0,7324	0,7312
0,98	0,9992	0,7496	0,7329	0,7317
0,99	0,9998	0,7499	0,7332	0,7320
1,00	1,0000	0,7500	0,7333	0,7321

letzten Zahlenrechtecks angeschriebenen $\frac{1}{k}$ -Werte. Auch die in der Gleichung (1) vor α und β stehenden Zahlen haben das Verhältnis $\frac{1}{i} = -0,25000$, deshalb läßt sich Gleichung 1 auch in der Form schreiben:

$$X_2 = -0,28570 l_{23} \left(\alpha + \frac{1}{i} \beta \right) \quad . . . \quad (2) \\ = -0,28570 l_{23} (\alpha - 0,25 \beta)$$

Der eingeklammerte Teil dieser Gleichung läßt sich für die einzelnen Werte ξ entsprechend den Zehntelstellen der Öffnung direkt aus der Tabelle II, nämlich in den Zahlen der zweiten Reihe entnehmen, dabei werden die Zehntelstellen ξ für rechts der Hauptdiagonale liegende Kurvenäste von links nach rechts, also in dem Beispiel von 2 nach 3 gezählt. Für die links und unterhalb der Hauptdiagonale liegenden Kurvenäste gelten die unterhalb des letzten Zahlenrechtecks zwischen den Spalten stehenden $\frac{1}{k}$ -Werte. Z. B.

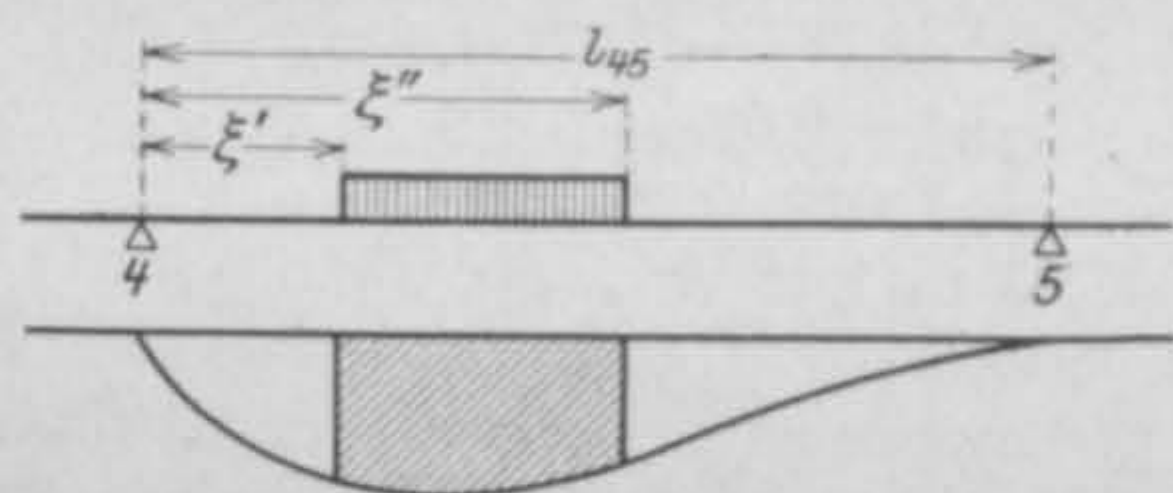


Fig. 3.

lautet die Einflußlinie für das Stützmoment X_4 eines Trägers über 7 Öffnungen in der Öffnung 2-3:

$$X_4 = +0,07729 l_{23} \left(\beta + \frac{1}{k} \alpha \right) \quad . . . \quad (3) \\ = 0,07729 l_{23} (\beta - 0,26667 \alpha)$$

Diese Kurve ist in der dritten Reihe der Tabelle II enthalten, hierbei zählen jedoch die Werte ξ von rechts nach links, also von 3 nach 2. Bezeichnet man die rechts der Hauptdiagonale anstehenden Kurven mit i-Kurven, entsprechend dem Klammerausdruck unter Formel (2), die linken Kurven entsprechend 3 mit k-Kurven, so zeigen die i-Kurven eine linksbauchige Form ähnlich wie die α -Linie in Fig. 2, die k-Kurven eine rechtsbauchige Form wie die β -Linie. Bei Gleichheit von $i=k$ sind beide Kurven symmetrisch.

Den Einfluß von Streckenlasten ermittelt man bequem durch die Tabelle III. Die Zahlen derselben geben für bestimmte Werte ξ den 4fachen Inhalt der zwischen dem Anfang und der an der Stelle ξ stehenden Ordinate liegenden Fläche der i-Kurven an. Sie stellen also den Wert des Integrals

$$E = \int_0^{\xi} \left(\alpha + \frac{1}{i} \beta \right) d\xi . . . \quad (4)$$

dar. Will man nun den Einfluß einer Streckenlast gekennzeichnet durch die zugehörigen Werte ξ' und ξ'' (s. Fig. 3), auf irgend ein Stützmoment angeben, so entnimmt man aus der Tabelle III die zu ξ'' gehörige Zahl und subtrahiert davon die zu ξ' gehörige Zahl und multipliziert diese Differenz mit $-\frac{1}{4} a l^2 \cdot p$, wobei a wieder eine Zahl aus den Zahlenrechtecken I entsprechend den ersten Zahlen der Gleichungen 1, 2 oder 3. Die Berechnung der Streckenlasten in dem folgenden größeren Beispiele genügt wohl zur Erklärung des Verfahrens. Die ξ -Werte sind natürlich auch hier bei i-Kurven fortschreitend nach rechts, bei k-Kurven fortschreitend nach links zu nehmen.

Über einzelne Öffnungen gleichmäßig durchlaufende Lasten p berücksichtigt man, indem man die für die benachbarten Stützen geltenden Zahlen der der statisch Unbestimmten entsprechenden Horizontalreihe addiert und mit $-\frac{1}{4} p \cdot l^2$ multipliziert. So ist z. B. das Stützmoment X_2 eines Trägers über 5 Öffnungen infolge einer gleichmäßigen Last p_{12} in der Öffnung 12:

$$X_2 = -(0,28708 - 0,07177) \frac{1}{4} p_{12} \cdot l_{12}^2 . . . \quad 5$$

Beweis.

Die Berechnung durchlaufender Träger führt bekanntlich zu sogenannten Clapeyronschen Gleichungen, die in der Form

$$\left. \begin{aligned} X_1 \cdot \delta_{11} + X_2 \cdot \delta_{12} + \delta' &= 0 \\ X_1 \cdot \delta_{21} + X_2 \cdot \delta_{22} + X_3 \cdot \delta_{23} + \delta'' &= 0 \end{aligned} \right\} . . . \quad (6)$$

usf.

erscheinen.

Diese Gleichungen haben die Eigentümlichkeiten, daß jede einzelne nur 3, die Anfangs- und Endgleichung sogar nur 2 statisch Unbestimmte enthalten. Nach der allgemeinen Theorie linearer Gleichungen erscheinen die Auflösungen in der Form:

$$\left. \begin{aligned} X_1 &= -(a_{11} \delta' + a_{12} \delta'' + \dots) \\ X_2 &= -(a_{21} \delta' + a_{22} \delta'' + \dots) \end{aligned} \right\} . . . \quad (7)$$

Die Werte δ' , δ'' , ... sind die Verdrehungen die der statisch bestimmte Träger, d. i. der Träger auf 2 Stützen, an dem Endquerschnitt, wo die statisch Unbestimmte angreift, infolge der gegebenen Lasten erleidet. Die a -Werte stellen sich im allgemeinen als Quotient zweier Determinanten aus den δ_{11} , δ_{12} , δ_{22} usw. dar; bei Clapeyronschen Gleichungen lassen sich dieselben jedoch einfacher errechnen (s. Müller-Breslau wie vor S. 391, Formel 27). Auch sind verschiedene

graphische Lösungen bekannt geworden. Eine einfache rechnerische Methode, die bei weitem schneller wie die graphische zum Ziele führt, hat der Verfasser allgemein für Clapeyronsche Probleme, d. i. für durchlaufende Träger und mehrstielige Rahmen angegeben¹⁾.

Die in der Gleichung (6) vorkommenden Werte δ_{11} , δ_{12} , . . . sind die Drehungen der Endquerschnitte des betreffenden Trägers auf 2 Stützen, und zwar δ_{11} Drehung an der Stelle 1 infolge $X_1=1$, δ_{12} an der Stelle 1 infolge $X_2=1$ usw. Wenn vorausgesetzt wird, daß für irgend eine Öffnung $n-1, n$ das Trägheitsmoment J konstant ist, so wird

$$\delta_{nn} = \frac{1}{3E} \left(\frac{l_{(n-1)n}}{J_{(n-1)n}} + \frac{l_{n(n+1)}}{J_{n(n+1)}} \right) \left. \begin{array}{l} \\ \delta_{(n-1)n} = \frac{1}{6E} \frac{l_{(n-1)n}}{J_{(n-1)n}} \end{array} \right\} \dots \dots (8)$$

Betrachtet man Einflußlinien, so sind die δ' , δ'' , . . . die Biegelinien infolge des Angriffs der Momente $X_1=1$, $X_2=1$, . . .

Jede Biegelinie infolge dieser Momentangriffe hat 2 Kurvenäste in den beiden den betrachteten Stützen benachbarten Feldern; die den oben bezeichneten Kurven α und β ähnlich sind. Für ein einzelnes Feld mit der Stützweite l und dem konstanten Trägheitsmoment J wird nämlich

$$\delta' = \frac{l^2}{6EJ} (\xi - \xi^3), \text{ wo } \xi = \frac{x}{l} \text{ ist, } \dots \dots (9)$$

und x die Entfernung von der Stütze, wo das Einheitsmoment nicht angreift, darstellt. Wegen der Voraussetzung:

$$\frac{l_{01}}{J_{01}} = \frac{l_{12}}{J_{12}} = \frac{l_{23}}{J_{23}} = \dots$$

verhält sich nach (8):

$$\frac{\delta_{(n-1)n}}{\delta_{nn}} = \frac{1}{4}$$

Die Gleichungen (6) kann man deshalb nach Kürzung auch schreiben:

$$\begin{array}{rcl} 4X_1 + X_2 & + \delta' & = 0 \\ X_1 + 4X_2 + X_3 & + \delta'' & = 0 \\ X_2 + 4X_3 + X_4 + \delta''' & = 0 \\ \text{usf.} \end{array}$$

Das sind dieselben Gleichungen, wie für Träger über gleich großen Öffnungen. Die Behandlung der Träger mit gleichem Steifigkeitsverhältnis ist deshalb bis zur Aufstellung der a -Werte in den Zahlenrechtecken dieselbe wie diejenigen der Träger mit gleich großen Öffnungen.

¹⁾ Lewe, Die Berechnung durchlaufender Träger und mehrstieliger Rahmen nach der Methode des Zahlenrechtecks. Fertige Einflußlinien aller vorkommenden Werte. Tabellen für Stockwerksrahmen. Verlag Robert Noske, Borna-Leipzig 1916.

Anwendungsbeispiel.

Gegeben der in Fig. 4 dargestellte Träger über 5 Öffnungen.

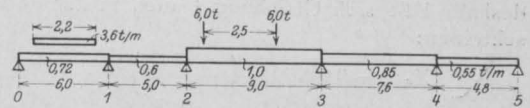


Fig. 4.

1. Gleichmäßig verteilte Lasten.

Stützweite.

$$\begin{aligned} X_1 = -\frac{1}{4} [& -0,268 \cdot 0,72 \cdot 6,0^2 + (0,268 - 0,072) \cdot 0,6 \cdot 5,0^2 + \\ & + (-0,072 + 0,019) 1,0 \cdot 9,0^2 + \\ & + (0,019 - 0,005) \cdot 0,85 \cdot 7,6^2 + \\ & + (-0,005) \cdot 0,55 \cdot 4,8^2] = \\ = & -1,53 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} X_2 = -\frac{1}{4} [& -0,072 \cdot 0,72 \cdot 6,0^2 + (-0,072 + 0,287) \cdot 0,6 \cdot 5,0^2 + \\ & + (0,287 - 0,077) 1,0 \cdot 9,0^2 + \\ & + (-0,077 + 0,019) \cdot 0,85 \cdot 7,6^2 + \\ & + 0,019 \cdot 0,55 \cdot 4,8^2] = \\ = & -15,83 \text{ tm} \end{aligned}$$

usf.

An der Stelle 0,4 l von der linken Stütze im Anfangsfeld l_{01} ist das Moment:

$$M_g = M_{0g} - 0,4 X_1 = 0,12 \cdot 0,72 \cdot 6,0^2 - 0,4 \cdot 1,53 = 2,50 \text{ tm}$$

und in der Mitte des zweiten Feldes:

$$M_g = 0,125 \cdot 0,6 \cdot 5,0^2 - 0,5 (1,53 + 15,83) = 1,88 - 8,69 = -6,81 \text{ tm}$$

usf.

2. Auf 2,2 m verteilte bewegliche Streckenlast von 3,6 t/m.

Endfeld.

$$\frac{2,2}{6,0} = 0,37;$$

mit Mitte über 0,4 l aufgestellt:

$$\xi' = 1,0 - 0,4 - 0,37 \cdot 0,5 = 0,42,$$

$$\xi'' = 0,37 + 0,42 = 0,79;$$

nach Tabelle III erste Spalte:

$$\begin{aligned} X_1 = -\frac{1}{4} (0,914 - 0,440) \cdot 3,6 \cdot 6,0^2 \cdot 0,268 = \\ = -4,14 \text{ tm.} \end{aligned}$$

Moment an der Stelle 0,4 l:

$$\begin{aligned} M = M_0 - 0,4 \cdot X_1 = \\ = 2,2 \cdot 3,6 \cdot 0,6 \cdot 0,4 \cdot 6,0 - 3,6 \cdot 1,1^2 \cdot 0,5 - 0,4 \cdot 4,14 = \\ = 7,56 \text{ tm.} \end{aligned}$$

Es wird sodann, wenn die Mitte der Last über der Mitte des zweiten Feldes steht (2,2:5,0 = 0,44 und $\xi' = 0,28$, $\xi'' = 0,72$):

nach Spalte 4 der Tabelle III:

$$X_1 = -(0,644 - 0,192) \cdot 0,25 \cdot 3,6 \cdot 5,0^2 \cdot 0,268 = -2,73 \text{ tm}$$

und nach Spalte 2:

$$X_2 = -(0,657 - 0,194) \cdot 0,25 \cdot 3,6 \cdot 5,0^2 \cdot 0,268 = -2,79 \text{ tm}$$

und schließlich das Moment in der Mitte des zweiten Feldes:

$$M = 0,25 \cdot 2,2 \cdot 3,8 \cdot 5,0 - 0,5 \cdot 1,1^2 \cdot 3,6 - 0,5(2,73 + 2,79) = 4,96 \text{ tm.}$$

3. Einzellasten.

Endfeld: 6,0 t in 0,4 l, 6,0 t in 0,82 l wirkend.
Nach I und II:

$$X_1 = -[0,336 + 0,288 - (0,288 - 0,171) \cdot 0,2] \cdot 0,268 \cdot 6,0 \cdot 6,0 = -5,81 \text{ tm,}$$

$$M = 6,0 \cdot (0,6 + 0,18) \cdot 0,4 \cdot 6,0 - 0,4 \cdot 5,81 = 8,90 \text{ tm.}$$

Zweites Feld: 6,0 t in 0,5 l.

$$X_1 = -0,268 \cdot 0,275 \cdot 5,0 \cdot 6,0 = -2,21 \text{ tm,}$$

$$X_2 = -0,287 \cdot 0,281 \cdot 5,0 \cdot 6,0 = -2,35 \text{ tm,}$$

$$M = 0,25 \cdot 6,0 \cdot 5,0 - 0,5 (2,21 + 2,55) = 5,22 \text{ tm.}$$

Erfordert die Wichtigkeit des Trägers genaue Ermittlung der Höchstmomente, so empfiehlt sich die Auftragung von 5 oder 10 Momenteneinflusslinien für jedes Feld, die ohne weiteres nach den Tabellen zu bewirken ist. Man wird auf diese Weise die Maximalmomente für die einzelnen Querschnitte leicht ermitteln können.

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Bauamtmann Dr.-Ing. R. Schober, Dresden.

L bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armierter Beton“ früher erschienene Literaturschau.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

Der Drehrostofen. Die Betriebsergebnisse einer neuzeitlichen Drehrostofenanlage in der Rüdersdorfer Zementfabrik werden mitgeteilt. Mit Abb. Tonindustrie-Ztg. 1916. Nr. 2.

Puppe-Träger mit breiten Flanschen. Von Dr.-Ing. G. Barkhausen, Hannover. Ausführliche Beschreibung eines I-Trägers mit breiten Flanschen nach dem Patent Dr.-Ing. Puppe, hergestellt vom Walzwerk Peine. Die Vorteile des neuen Profils gegenüber den jetzt verwendeten Breitflanschträgern werden besonders untersucht. Gute Verwendung als umstampfte Träger für Brücken geringer Bauhöhe. Zentralblatt d. Bauverwaltung 1916. Nr. 4.

2. Prüfung und Untersuchung.

Erden. Von Dr. Ziller. Der Begriff „Erde“ wird eingehend untersucht und als Ergebnis darauf hingewiesen, daß bei dem heutigen hohen Stande von Wissenschaft und Technik der Begriff „Erde“ für die einzelnen Industrien eindeutiger festgelegt werden muß. Tonindustrie-Ztg. 1916. Nr. 10.

Neuere Versuche mit hochwertigem Eisen für Tragwerke. Vom k. k. Ministerialrat Karl Haberkalt. Die vorliegende Arbeit behandelt die vom k. k. Ministerium für öffentliche Arbeiten angeregten und mit Unterstützung der bedeutendsten österreichischen Eisenwerke durchgeführten Versuche mit hochwertigem Eisen (Nickelstahl und Spezialkohlenstoffstahl), um ein Eisen von wesentlich höherer Festigkeit als das bisher für

eiserne Tragwerke angewandte zu untersuchen und zugleich die Grundlagen für deren Berechnung und Bemessung festzustellen. Die zahlreichen Ergebnisse der Versuche werden in Tabellen, graphischen Darstellungen und Schaubildern gedrängt zusammengefaßt und wiedergegeben. Mit vielen Abbildungen. Österreichische Wochenschrift für den öffentl. Baudienst 1915. Heft 51.

Schwefelsäureanhydrit im Zement. Von Chemiker Karl Schimsa. Verfasser tritt ebenfalls für die Anregung von Dr. Sack ein, in den Zementanalysen die schwefelsauren Salze nicht als Schwefelsäureanhydrit zu bezeichnen (s. L. 1915, Heft 12, I, 2), und zeigt, zu welchen falschen Ergebnissen diese heute noch übliche Bezeichnung in einer Zementanalyse führen kann. Tonindustrie-Ztg. 1916. Nr. 11.

Auswertung der Eigenschaften der Baustoffe. An dem Beispiel der neuen österreichischen Versuche mit hochwertigem Zement wird gezeigt, wie notwendig es ist für eine gute wirtschaftliche Bauweise, unter den erforderlichen Baustoffen die für den besonderen Zweck geeignetste Art des Baustoffes auszuwählen. Tonindustrie-Zeitung 1916. Nr. 9. — s. L. 1915. Heft 11, I. 2.

Amerikanische Betonversuche. Von Dr. M. R. v. Thullie. Verfasser berichtet über Versuche des Betonausschusses des American Concrete Institute, welche den Einfluß der Höhe der Probekörper, der Größe des Querschnittes, des Alters und des Wasserzusatzes und des längeren Belassens in den Formen auf die Versuchsergeb-

nisse klären sollten. Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins 1916 Heft 4.

Einrichtung zur Beobachtung des elastischen Verhaltens gemauerter Talsperren. Von Stadtlandmesser Kappel in Barmen. Der Aufsatz enthält neben der Beschreibung der instrumentalen Einrichtung Angaben über die Bewegung von Talsperren. Mit Abbildungen. Zentralblatt der Bauverwaltung 1915. Nr. 101 und 103.

Mitteilungen aus dem Technischen Laboratorium der Tiefbauverwaltung der Stadt Charlottenburg. Dichtungs- und Schutzmittel für Zementmörtel und Beton. Von Dr. Paul Herrmann, Charlottenburg. Zum Dichten des Mörtels und Betons gegen Wasser dienen, abgesehen von fetteren Zementsandmischungen und Dichtungspappen, Mörtelzusätze und Anstriche. Durch Anwendung von Anstrichen kann Mörtel und Beton zugleich vor dem Angriff von Säuren, gewissen Salzen, Gasen und fetten Ölen geschützt werden, durch Zusätze nur gegen Wasserdurchdringung. Die Ausführung und die Ergebnisse einer Anzahl solcher Versuche mit Zusätzen und Anstrichen wird mitgeteilt. Beton und Eisen 1916. Heft I.

Über das Verhalten von Portlandzementmörteln in verschiedenen Salzlösungen. Von V. Rodt, ständ. Assistenten der Abteilung für allgemeine Chemie. Um einen Einblick in die Angreifbarkeit von Zementbauten durch natürliche Wässer zu erhalten, wurde das Verhalten von Zementkörpern in den Lösungen der einzelnen in Betracht kommenden Salze beobachtet. Die Versuche wurden im Königl. Materialprüfungsamt Berlin-Lichterfelde-West an in zwei Hälften geteilten normenmäßig hergestellten Zugfestigkeitskörpern ausgeführt, die ein halbes Jahr in die wässrigen Lösungen der Salze gelegt wurden. Die Versuche wurden mit ruhenden Flüssigkeiten ausgeführt, deren Gesamtvolumen im Vergleich zur Menge des Mörtels gering war, so daß die Verhältnisse etwa denen von Bauten im feuchten Boden ohne besonders starke Grundwasserströmung entsprechen dürften. Die Untersuchungsergebnisse, die sehr ausführlich in Tabellen zusammengestellt mitgeteilt werden, sind kurz zusammengefaßt die folgenden:

Die Lösungen von Natriumchlorid, Natriumsulfat, Kalziumchlorid, Magnesiumchlorid und Magnesiumsulfat wirkten unter den gegebenen Versuchsbedingungen auf fette Zementmörtel (1:3 Normalsand) nicht zerstörend; Kalziumsulfat dagegen birgt die Möglichkeit einer Zerstörung in sich.

Bei magerem Zementmörtel (1:6 Normalsand) treten auch nur durch Sulfatlösungen — hier aber durchgreifend — Zerstörungen ein.

Die Treiberscheinungen zeigen ein sehr willkürliches und kein gesetzmäßiges Verhalten und haben meist eine örtliche Begrenzung.

Die Chloride des Kalziums und Magnesiums führen zu einer erhöhten Auslaugung von Ätzkalk aus der Zementsubstanz — besonders wenn die zur Einwirkung kommenden Lösungen konzentriert und die Mischungen mager sind. Die Entscheidung, inwieweit bei fließenden Lösungen dadurch Zerstörungen verursacht werden können, bleibt weiteren Versuchen vorbehalten. Mitteilungen aus dem Königlichen Materialprüfungsamt zu Berlin-Lichterfelde West. Dreißigster Jahrgang 1915. 3. u. 4. Heft.

3. Wirtschaftliches.

II. Theorie.

Über die Spannungen beim dreiseitigen Prisma, veranlaßt durch eine Einzelast, auf einer Seitenkante wirkend. Von Prof. Ramisch, Breslau. Eine theoretische Abhandlung. Zeitschrift für Architektur- und Ingenieurwesen 1915. Heft 5/6.

Ermittlung der Abmessungen doppelt bewehrter Eisenbetonquerschnitte. Von Dr.-Ing. H. Nitzsche, Frankfurt a. M. Armiertes Beton 1915. Heft 12.

Tabellen zur schnellen Ermittlung der Momente kontinuierlicher Träger bei Belastung in den Viertelpunkten. Von Dipl.-Ing. Fritz Baltrusch, Langfuhr. Armiertes Beton. 1916. Heft 1.

Verankerung von Konsolträgern. Von A. Umlauf. Die Berechnung der Verankerungstiefe von Konsolträgern als Unterstützung von Kranbahnen, Transmissionen u. dergl. auf Mauerpfeilern wird gezeigt. Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins, 1916. Heft 2.

Über die Berechnung von beiderseits eingespannten Kreisbogengewölben auf Grundlage der Elastizitätstheorie. Von Ing. Maximilian David in Tuzla. Verfasser ermittelt auf analytischem Wege Formeln zur Berechnung eines Näherungswertes der Gewölbstärke, für die Konstruktion der Gewölbverstärken, für die Bestimmung des Temperatureinflusses und für die Bestimmung des Eigengewichts und zeigt die gute Übereinstimmung dieser Werte mit einem bekannten Beispiel der Praxis. Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins. 1915. Heft 52.

Der Zweigelenkrahmen mit gelenkig angeschlossenem Querriegel. Von Ingenieur Leopold Herzka, Wien. Es werden auf Grund der Arbeitsgleichung geschlossene und übersichtlich angeordnete Formeln für den Zweigelenkrahmen mit Kragarmen aufgestellt. Der Eisenbau. 1916. Heft 1.

Zur Theorie und Praxis der rollenden Reibung und der in Wälzlagern auftretenden Materialbeanspruchungen. Von E. Rasch, ständigem Mitarbeiter im Königl. Materialprüfungsamt Berlin-Lichterfelde-W. Die Frage der rollenden Reibung wird gelöst durch das Problem der Formänderungen und Materialbeanspruchungen, die bei der Berührung fester Körper gewisser Krümmung an ihrer Berührungsstelle entstehen. Auf Grund von Versuchen in der Materialprüfungsanstalt werden neue Beziehungen aufgestellt, die in gewissem Gegensatz zu den Hertzschen Gleichungen stehen. Der Eisenbau. 1916. Heft 1.

Berechnung der Spannkkräfte gekrümmter Windverbände. Von Dipl.-Ing. H. Rode, Berlin. Es wird das Verfahren mitgeteilt, nach dem Verfasser die Windkräfte für die Hell-Gate-Bogenbrücke in New York berechnete. Das Verfahren dürfte sich auch für ähnliche Fälle eignen. Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen. 1916. Heft 1.

Knickwiderstand von Druckstäben mit parabolisch veränderlicher Querschnittshöhe. Von Professor H. Kayser, Darmstadt. Eine ausführliche theoretische Untersuchung. Der Eisenbau. 1916. Nr. 1.

Ein neues Verfahren zur Berechnung von Druckstäben auf exzentrische Knickung. Vom Hauptmann und Ingenieur Torbjorn Strand in Dronheim. Eine theoretische Abhandlung. Zentralblatt d. Bauverwaltung. 1916. Nr. 8.

Über den Widerstand gegen die Schlag- und Sprengwirkung der Geschosse und Erläuterung einiger zweckmäßiger Bewehrungen zum Schutze gegen Brisanzgranaten. Von Dipl.-Ing. Erich Brentrup, Düsseldorf. Nachdem Verfasser sehr eingehend die bei der Schlag- und Sprengwirkung der Geschosse auftretenden Kräfte nach Art und Größe untersucht hat, gibt er Vorschläge für eine zweckmäßige Eisenbewehrung, die diese Kräfte möglichst unschädlich aufnehmen soll. Beton u. Eisen. 1916. Heft 1.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Die Wirkung der Querbewehrung in Eisenbetonsäulen. Von Regierungsbaumeister H. Amos, Hohendölzchen vor Dresden. Armierter Beton. 1916. Heft 1.

Plattenversuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Von Prof. Hager, München. Eine kritische, ausführliche Besprechung der von Staatsrat v. Bach ausgeführten großen umfangreichen Plattenversuche. Mit Abb. Beton u. Eisen. 1916. Heft I.

Versuche mit allseitig aufliegenden, quadratischen und rechteckigen Eisenbetonplatten. Beschreibung der Plattenversuche des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. Mit Abb. Zentralbl. d. Bauverwaltung. 1916. Nr. 5.

IV. Vorschriften und Leitsätze.

Unnütze Vorschriften. Von E. Sack. Verfasser wendet sich gegen die Bestimmung in den Normen für Portlandzement, nach denen dem Portlandzement nicht mehr als 3% Zusätze zu besonderen Zwecken gegeben werden dürfen, weil es einmal sehr schwer sei festzustellen, ob die Fremdkörper dem Zement bei oder nach der Herstellung beigegeben wurden, und zum anderen, weil in der Neuzeit Zemente mit sehr aschenreichem Koksgsrus gebrannt werden, bei denen die zulässigen 3% leicht überschritten werden, ohne damit eine unerlaubte Gewichtsvermehrung des Zements erreichen zu wollen. Tonindustrie-Zeitung. 1916. Nr. 6.

Der Sicherheitsgrad von Hochbauten im Hinblick auf die Beschaffenheit der Mauerwerksmaterialien. Von Ingenieur M. Spindel. Verfasser beschäftigt sich eingehend mit dem Begriffe „Sicherheitsgrad“ bei Bauten, untersucht seine absolute Größe für die einzelnen Baustoffe des Mauerwerks und das Mauerwerk selbst und bespricht den Zweck dieses Begriffs „Sicherheitsgrad“ in den Bauvorschriften. Österreichische Wochenschrift f. d. öffentl. Baudienst. 1915, Heft 52.

Besondere Bedingungen für die Vergebung von Eisenbetonarbeiten. Von Bauinspektor W. Schnidtmann, Stuttgart. Verfasser übergibt der Öffentlichkeit zur Aussprache ein auf Grund langjähriger Erfahrung aufgestelltes Schema von Bedingungen für die Vergebung von Eisenbetonarbeiten im Hochbau, welches die jetzt oft bei Eisenbetonbauten auftretenden Streitigkeiten zwischen Bauherrn und Unternehmer verhindern soll. Beton u. Eisen. 1916. Heft I.

Neue Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton. (Aufgestellt vom Deutschen Ausschuss für Eisenbeton, Oktober 1915.) Von Geh. Hofrat Professor Max Foerster, Dresden. Armierter Beton. 1916. Heft 1 — s. L. 1915. Heft 12, IV; 1916. Heft 1, IV.

Bestimmung für Ausführung von Bauwerken aus Beton. Kurze Besprechung der neuen vom Deutschen Ausschuss für Eisenbeton aufgestellten Bestimmungen. Tonindustrie-Ztg. 1916. Nr. 5.

Die neue Verordnung betr. Eisenbetonbauten der der Aufsicht des Bundes unterstellten Transportanstalten. (Vom 26. November 1915.) Erläutert von Fritz Hübner, Kontrollingenieur, Bern. Es werden zunächst diese neuen Bestimmungen vollständig mitgeteilt. Verfasser gibt dann eine eingehende Kritik und ausführliche Erläuterung zu den einzelnen Punkten. Schweizerische Bauzeitung. 1916. Bd. 67. Nr. 1 bis 4.

V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton, Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren. Bauunfälle.

— — —

2. Ausführungen im Hochbau.

Der Eisenbeton-Hallenbinder der neuen Markthalle am Dorotheenplatz in Stuttgart. Von Dr.-Ing. H. Nitzsche, Frankfurt a. M. In dem Aufsatz wird neben einer kurzen Beschreibung über die Ausführung dieser Zweigelenkbogen mit gesprengter Zugstange von 25,45 m Spannweite hauptsächlich die ausführliche statische Berechnung mitgeteilt. Mit Abb. Beton u. Eisen. 1916. Heft I.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Eine Eisenbetonbogenbrücke in Kristianstad (Schweden). Von Ingenieur David Andersson, Malmö. Die Brücke hat 19,4 m Spannweite und mußte wegen der geringen verfügbaren Konstruktionshöhe als Bogenbrücke mit aufgehängter Fahrbahn ausgebildet werden. Für das bewegliche Auflager sind Pendelgelenke aus Eisenbeton verwendet worden. Abb. zeigen die Bauausführung und Einzelheiten der Ausbildung, die durch Angaben über die Berechnung ergänzt werden. Beton u. Eisen. 1916. Heft I.

Die „Regierungs-Präsident-Hoppes“-Brücke über die Gudenaa in Dänemark. (Ausführung der Firma Christiani & Nielsen in Kopenhagen, Hamburg usw.). Von Geheimrat

Professor M. Foerster in Dresden. Mit. Abb. Armierter Beton. 1915. Heft 12.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Ausführungen von Gründungen mit Preßbetonpfählen. Von Ingenieur August Wolfsholz, Berlin. Mit Abb. werden eine große Zahl nachträglicher Fundamentsicherungen bedrohter Bauwerke, deren Gründungen nachgegeben haben, beschrieben, wie Widerlagergründungen, Turmfundamente, große Maschinenfundamente usw. Die vielseitige Verwendbarkeit dieser Preßbetonpfähle wird an diesen Beispielen gezeigt. — s. L. 1915. Heft 3, V. 4. Beton u. Eisen. 1916. Heft I.

Die Wehranlage in der Weser bei Bremen. Von Staatsbaurat Kölle in Bremen. In der Beschreibung der Anlage sind Angaben über die großen Mauerwerks- und Betonkörper des Wehres enthalten. Mit Abb. Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure. 1916. Nr. 5.

5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel- und städtischen Tiefbau.

Die Drahtseilbahn Erdmannsdorf—Augustsburg. Von Stadtbaurat a. D. E. Bahse in Dresden. In der ausführlichen Beschreibung der Anlage finden sich Angaben über die verschiedenen Kunstbauten: gewölbte Brücken, Stützmauern usw. Mit vielen Abb. Deutsche Bauzeitung. 1916. Nr. 5—9.

VI. Allgemeine Fragen.

— — —

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Bestimmungen über die Städt. Prüfungsstelle für statische Berechnungen in Bromberg*).

Bei der städtischen Verwaltung Bromberg ist eine städtische Prüfungsstelle für statische Berechnungen eingerichtet.

Die Prüfungsstelle hat die Aufgabe, Beton- und Eisenbetonkonstruktionen jeder Art sowie Eisen- und Eisenmauerwerkkonstruktionen mit statisch unbestimmten Systemen und kontinuierlichen Balken zu prüfen.

Die Prüfungsstelle ist nach Verfügung des Ministers der öffentlichen Arbeiten zuständig für die Provinzen Posen und Westpreußen und für die Regierungsbezirke Allenstein und Köslin.

Der Schriftverkehr geht unter der Bezeichnung:

„Der Magistrat,

Städtische Prüfungsstelle für statische Berechnungen.“

*) Auf Anregung des preußischen Ministers der öffentlichen Arbeiten wurde die obengenannte Prüfungsstelle von der Stadt Bromberg im Jahre 1913 gegründet. Laut Erlass des Ministeriums vom 6. Juni 1914 wird den kommunalen Polizeiverwaltungen und den Landratsämtern der Provinzen Posen und Westpreußen und der Regierungsbezirke Köslin und Allenstein empfohlen, die Prüfung aller schwierigeren Bauprojekte, deren Konstruktion eine Spezialbauweise, Beton, Eisenbeton, Steineisen oder Eisen erfordert, oder deren statische Berechnung über die üblichen Kenntnisse hinausgeht, durch die unterfertigte Stelle vornehmen zu lassen. Auf Antrag erledigt die Prüfungsstelle auch Arbeiten für andere Bezirke und außer halb des oben bezeichneten Rahmens.

Die Dienstaufsicht über die Prüfungsstelle führt der Magistrat.

Die Prüfungen erfolgen regelmäßig nur auf Ersuchen der Polizeiverwaltungen.

Nur ausnahmsweise und soweit die Geschäftslage es gestattet, übernimmt die Prüfungsstelle auch Prüfungen auf Antrag von Privatpersonen, jedoch unbeschadet der vorgeschriebenen obrigkeitlichen Prüfungen.

Die Prüfung erstreckt sich darauf, daß die vorgelegte Berechnung sachgemäß und nach den für die Konstruktion zutreffenden Grundlagen richtig durchgeführt ist. Fehler leichter Art werden von der Prüfungsstelle berichtigt.

Bei Fehlern, deren Berichtigung einer Neuankfertigung der statischen Berechnung oder eines Hauptteiles derselben gleichkommt, und deren Richtigstellung die Abänderung des Entwurfs bedingt, wird dem Antragsteller Nachricht gegeben. Auf Antrag wird in solchen Fällen, falls die Geschäftslage es gestattet, eine neue Berechnung nebst entsprechender Entwurfszeichnung geliefert.

Auf Antrag, und soweit die Geschäftslage es gestattet, übernimmt die Prüfungsstelle außer der Prüfung der statischen Berechnungen auch die Durchsicht der Werk- und Bauzeichnungen ebenso auch die Überwachung der Ausführung, ohne jedoch außerhalb Brombergs dadurch polizeiliche Befugnisse zu übernehmen.

Die Gebühren sind durch eine bestimmte Gebührenordnung festgesetzt. Näheres hierüber teilt die Prüfungsstelle mit.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.